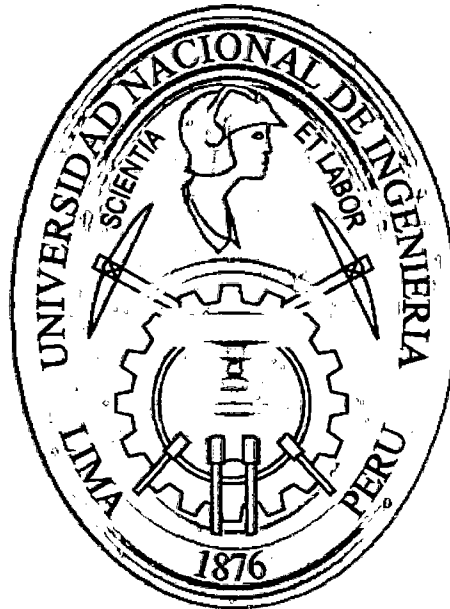


UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERÍA  
FACULTAD DE INGENIERÍA CIVIL  
SECCION DE POSTGRADO



TEMA “CONDUCTOS ENTERRADOS:  
COMPORTAMIENTO SÍSMICO Y RECOMENDACIONES  
DE DISEÑO

MIRKO ENRIQUE SANTILLAN HERRERA

LIMA – PERÚ  
2011

Digitalizado por:

Consortio Digital del  
Conocimiento MebLatam,  
Hemisferio y Dalse

CONDUCTOS ENTERRADOS: COMPORTAMIENTO SISMICO Y  
RECOMENDACIONES DE DISEÑO

Ing<sup>o</sup> Mirko Enrique Santillan Herrera

Presentado a la Sección de Posgrado de la Facultad de Ingeniería Civil en  
cumplimiento parcial de los requerimiento para el grado de:

MAESTRO EN CIENCIAS CON MENCION EN INGENIERIA ESTRUCTURAL  
DE LA  
UNIVERSIDAD NACIONAL DE INGENIERIA

2011

Autor :Ing. Mirko Enrique santillan Herrera

Recomendado : Dr. Hugo Scaletti Farina  
Asesor de la Tesis

Acepatado por : CE.Ing. Francisco Coronado del Aguila  
Jefe de la Sección de Posgrado

@ Año; Universidad Nacional de Ingeniería, todos los derechos reservados ó el  
autor autoriza a la UNI-FIC a reproducir la tesis en su totalidad o en partes.

## **RESUMEN**

La zona afectada por un sismo presenta situaciones de emergencia que deben ser resueltas rápidamente con la finalidad de reducir los posibles daños, por lo que debe garantizarse el adecuado funcionamiento post sismo de los sistemas de líneas vitales. El presente estudio se refiere al comportamiento de los conductos enterrados sujetos a los efectos de los sismos.

Las amenazas que los sismos representan para las tuberías son las referidas a las deformaciones permanentes como los deslizamientos, licuefacción, asentamientos y las deformaciones transitorias del suelo referidas a la propagación de la onda sísmica. Se describe los modos de falla que se han presentado en las tuberías continuas y segmentadas por la ocurrencia de los sismos.

El estudio del comportamiento sísmico de las tuberías enterradas ha requerido plantear un modelo apropiado que represente la interacción suelo tubería, a partir del cual se han investigado las deformaciones en las tuberías continuas y segmentadas por la aplicación de las deformaciones permanentes y transitorias del suelo debidas a los efectos sísmicos.

Se describe brevemente la metodología general para evaluar la vulnerabilidad sísmica de los sistemas de líneas vitales. Finalmente se dan recomendaciones para el diseño sísmico de las tuberías.

## **ABSTRACT**

The area affected by an earthquake presents emergency situations that must be resolved quickly in order to reduce potential damage, so you must ensure the proper functioning of post-earthquake lifeline systems. This paper describes the behavior of buried pipes subject to the effects of earthquakes.

The hazards that earthquakes represent to the pipelines are those relating to permanent deformations such as landslides, liquefaction, settlement, and transient deformations usually refers to the seismic wave propagation. It describes the failure modes that have been presented in continuous pipelines and segmented by the occurrence of earthquakes.

The study numerical seismic behavior of buried pipelines, required to take an appropriate model to represent soil pipe interaction, allowing to investigate the deformation in continuous and segmented pipelines by the application of transient and permanent deformations of the soil due to seismic effects.

Briefly describes the general methodology for evaluate the seismic vulnerability of lifeline systems. Finally, it provides recommendations for seismic design of pipelines.

## INDICE

	PAGINA
RESUMEN	I
RELACION DE FOTOGRAFIAS	V
RELACION DE FIGURAS	IX
RELACION DE TABLAS	XV
INTRODUCCION	XVI
CAPITULO I : RESEÑA HISTORICA DEL COMPORTAMIENTO DE LAS TUBERIAS EN EVENTOS SISMICOS	
I.1 SISMOS MUNDIALES	2
I.2 SISMOS PERUANOS	43
CAPITULO II : AMENAZAS SOBRE LAS TUBERIAS	
II.1 DEFORMACIONES PERMANENTES DEL SUELO	51
1.- FALLA	52
2.- DERRUMBES	54
3.- DESPLAZAMIENTO LATERAL	57
4.- ASENTAMIENTO SISMICO	63
II.2 DEFORMACIONES TRANSITORIAS DEL SUELO	65
1.- ONDAS SISMICAS	66
2.- RELACIONES DE ATENUACION	67
3.- VELOCIDAD EFECTIVA DE PROPAGACION	69
4.- DEFORMACION DEL SUELO Y CURVATURA DEBIDAS A LA PROPAGACION DE ONDAS	72
CAPITULO III : ESTUDIO DE FALLAS EN TUBERIAS	
III.1 CRITERIOS Y MODOS DE FALLA EN TUBERIAS CONTINUAS	76

1.- FALLA POR TENSION AXIAL	77
2.- PANDEO LOCAL	78
3.- PANDEO TIPO COLUMNA	79
4.- FALLA EN LAS JUNTAS	81
III.2 CRITERIOS Y MODOS DE FALLA EN TUBERIAS SEGMENTADAS	84
1.- SEPARACION EN LAS JUNTAS	85
2.- APLASTAMIENTO DE JUNTAS	86
3.- FALLA FLEXIONAL CIRCUNFERENCIAL	87
CAPITULO IV : ESTUDIO DE LA INTERACCION SUELO – TUBERIA	
IV.1 SUELOS NO LICUEFACTABLES	89
1.- MOVIMIENTO LONGITUDINAL	90
2.- MOVIMIENTO TRASVERSAL HORIZONTAL	92
3.- MOVIMIENTO TRASVERSAL VERTICAL	94
IV.2 SUELOS LICUEFACTABLES	97
CAPITULO V : ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS TUBERIAS ANTE EVENTOS SISMICOS	
V.1 TUBERIAS CONTINUAS	103
1.- DEFORMACIONES PERMANENTES DEL SUELO	105
1.1 DEFORMACION LONGITUDINAL	105
1.2 DEFORMACION TRASVERSAL	119
2.- DEFORMACIONES TRANSITORIAS DEL SUELO	128
V.2 TUBERIAS SEGMENTADAS	139
1.- DEFORMACIONES PERMANENTES DEL SUELO	139

1.1 DEFORMACION LONGITUDINAL	139
1.2 DEFORMACION TRANSVERSAL	143
2.- DEFORMACIONES TRANSITORIAS DEL SUELO	148
CAPITULO VI : METODOLOGIA PARA LA EVALUACION DE LA VULNERABILIDAD SISMICA EN SISTEMAS DE LINEAS VITALES	152
RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES	159
ANEXO "A"	167
BIBLIOGRAFIA	191

## RELACION DE FOTOGRAFIAS

FOTOGRAFIA	TITULO	PAGINA
1.1	Incendio post sismo, San Francisco 1906	3
1.2	Deslizamientos laterales, Long Beach 1933	4
1.3	Grieta en camino a Lago Verde, Olimpia 1949	5
1.4	Daños en el sistema ferroviario, Kern County 1952	6
1.5	Grietas en la superficie del suelo, Valdivia 1960	6
1.6	Hundimiento del suelo en el centro de Anchorage, Alaska 1964	7
1.7	Efectos de licuefacción del suelo, Niigata 1964	8
1.8	Daños en la estación Unión, Seattle 1965	9
1.9	Daños en represa de Baja Van Norman, San Fernando 1971	10
1.10	Rupturas de tuberías en el sistema de agua, Managua 1972	11
1.11	Daños en canal de irrigación, Guatemala 1976	11
1.12	Daños sobre la red ferroviaria, Tangshan 1976	12
1.13	Daños sobre la red vial - puentes, Cotabato 1976	13
1.14	Daños en la red vial, Argentina 1977	14
1.15	Desplazamiento de paredes en canales, Valle Imperial 1979	14
1.16	Daños de líneas de vida, Coalinga 1983	15

1.17	Daños en tuberías ocasionados por sismo, Michoacán 1985	17
1.18	Daños ocasionados por sismo, San Salvador 1986	18
1.19	Daños ocasionados por sismos, Whittier Narrows 1987	19
1.20	Daños ocasionados en el oleoducto, Ecuador 1987	20
1.21	Grieta post sismo, Edgecumbe 1987	21
1.22	Daño de tuberías causada por "icerberg", Spitak 1988	22
1.23	Grietas post sismo en líneas viales, Loma Prieta 1987	23
1.24	Daños en líneas vitales, Luzón 1990	23
1.25	Daños en carreteras, Costa Rica 1991	24
1.26	Grietas en la superficie, Erzican 1992	25
1.27	Daños sobre tanque de almacenamiento de agua, Landers 1992	25
1.28	Estratigrafía de 3 etapas de licuefacción, Cabo Mendocino 1992	26
1.29	Daños ocasionados por los movimientos de tierras, Kushiro-Oki 1993	27
1.30	Daños simultáneo en tuberías de agua y gas, Northdrige 1994	28
1.31	Incendios provocados por daños en sistemas de gas y eléctrico, Kobe 1995	29
1.32	Fenómeno de licuefacción, Colima 1995	29
1.33	Daños en red vial, Cariaco 1997	30



1.34	Daños en el sistema de abastecimiento de agua, Chi Chi 1999	31
1.35	Grietas y deslizamientos de tierra, Kocaeli 1999	32
1.36	Grietas provocadas por sismo, Gujarat 2001	33
1.37	Daños sobre el sistema de tubería Trans Alaska (TAPS), Alaska 2002	34
1.38	Daños producidos por sismo, Colima 2003	34
1.39	Daños producidos por sismo, Bam 2003	35
1.40	Daños sobre vías interurbanas, Tarapacá 2005	36
1.41	Daños ocasionados por el sismo, Kashmir 2005	36
1.42	Daños en tanque de filtro, Tocopilla 2007	37
1.43	Daños en tanque elevado, Sichuan 2008	38
1.44	Deslizamientos como consecuencia de sismo, Cinchona 2009	39
1.45	Daños del sismo de L'Aquila 2009	40
1.46	Daños en puente, Honduras 2009	40
1.47	Daños en Puerto Príncipe, Haití 2010	41
1.48	Daños en red vial, Chile 2010	42
1.49	Incendios en el Puerto de Sendai, Japón 2011	43
1.50	Daños en vía férrea, Lima 1940	44
1.51	Daños en buzón debido a licuación, Ancash 1970	45
1.52	Daños en estación de bombeo y subestación eléctrica, Rioja 1990	46

1.53	Daños y reparación tanque elevado, Nazca 1996	46
1.54	Daños en carreteras, Arequipa 2001	48
1.55	Fenómeno de licuefacción de suelo, Lamas 2005	49
1.56	Daños en sistema eléctrico, Pisco 2007	50
3.1	Falla por tensión en las tuberías de un gaseoducto, Alaska 1964	78
3.2	Falla de pandeo local en sismo de Costa Rica	79
3.3	Pandeo columna de tubería de acero del sistema de agua, San Francisco 1906	81
3.4	Separación de junta en tubería Ø 96", San Fernando 1971	83
3.5	Separación en tubería sistema de abastecimiento de agua, Tangshan 1976	85
3.6	Aplastamiento junta espiga campana, Bhuj 2001	87
3.7	Falla junta espiga campana debida a flexión, Sumatra 2004	88

3.4	Junta con soldadura filete externa	83
3.5	Eficiencia de la junta con soldadura filete externa	83
3.6	Mecanismo de daño de tuberías segmentadas	84
4.1	Modelo idealizado para interacción suelo tubería	90
4.2	Representación idealizada del resorte suelo axial	91
4.3	Representación idealizada del resorte suelo lateral	93
4.4	Representación idealizada de los resortes suelo verticales	95
5.1	Interacción tridimensional suelo-tubería	102
5.2	Modelo BNWF representando interacción suelo – tubería	102
5.3	Características de la zona con DPS	105
5.4	Modelo de la zona con DPS	106
5.5	Variación de la fuerza axial máxima respecto del modelo empotrado( $X=0$ ), para diferentes longitudes de influencia “X”, tipo de suelo S2, diámetro $D=0.60$ m	107
5.6:	Variación de la fuerza axial máxima respecto del modelo empotrado( $X=0$ ), para diferentes longitudes de influencia “X”, tipo de suelo S2, $L=100.00$ m	108
5.7:	Variación de la Fuerza Axial Máxima respecto del modelo empotrado( $X=0$ ), para diferentes longitudes de influencia “X”, diámetro $D=0.60$ m., $L=100.00$ m	108
5.8	Modelo estructural para análisis de sistema de tuberías	109
5.9	Variación de la fuerza axial máxima en ambos lados de zona afectada por DPS, tipo de suelo S2, diámetro $D=0.60$ m	110

## RELACION DE FIGURAS

<b>FIGURA</b>	<b>TITULO</b>	<b>PAGINA</b>
2.1	Tipos de fallas superficiales	53
2.2	Tipos de derrumbes	55
2.3	Parámetros del desplazamiento lateral	58
2.4	Parámetros para cálculo DPS – desplazamiento lateral	60
2.5	Registro de datos de la magnitud del ancho de movimiento de DPS vs. Ancho de la zona de desplazamiento lateral de la cara libre	61
2.6	Registro de datos de magnitud longitudinal de movimiento de DPS vs. Longitud de la zona de desplazamiento lateral de la cara libre	61
2.7	Ejemplo de patrón de DPS longitudinal – Sismo de Nihonkai Chubu	62
2.8	Ejemplo de Patrón de DPS Transversal – Sismo de Niigata	62
2.9	Relación entre el esfuerzo cíclico $(N_1)_{60}$ y la deformación volumétrica para arenas saturadas	64
2.10	Curva de dispersión normalizada para capas simples	72
2.11	Parámetros de la fórmula para cálculo de la deformación del suelo	75
3.1	Modelo de pandeo columna	80
3.2	Junta con soldadura filete interna	82
3.3	Eficiencia de la junta con soldadura filete interna	82

5.10	Comportamiento de la fuerza axial variando el diámetro de tubería; longitud afectada por DPS L=50 m, tipo de suelo S2	110
5.11	Comportamiento de la Fuerza Axial variando el diámetro de tubería; longitud afectada por DPS L=200 m, tipo de suelo S2	111
5.12	Comportamiento de la fuerza axial variando el tipo de suelo; longitud afectada por DPS L=100 m, D=0.60 m	111
5.13	Longitud de influencia de una zona afectada por DPS	112
5.14	Hipótesis de interfase suelo tubería caso 1	113
5.15	Comportamiento de la fuerza axial máxima en el modelo teórico (M.T.) y el modelo numérico (M.N.), variando los diámetros de las tuberías y longitudes afectadas por DPS, tipo de suelo S1	114
5.16	Comportamiento de la fuerza axial máxima en el modelo teórico (M.T.) y el modelo numérico (M.N.), variando los diámetros de las tuberías y longitudes afectadas por DPS, tipo de suelo S2	114
5.17	Diagrama de fuerza axial obtenido del modelo teórico	115
5.18	Diagrama de fuerza axial obtenido del modelo numérico	115
5.19	Hipótesis de interfase suelo tubería caso 2	115
5.20	Comportamiento de la fuerza axial máxima en el modelo teórico (M.T.) de caso 1 y caso 2, y el modelo numérico (M.N.), variando los desplazamientos de la zona afectada por DPS; L=800 m, D=0.60 m, tipo de suelo S2	117

5.21	Comportamiento de la fuerza axial máxima en el modelo teórico (M.T.) de caso 1 y caso 2, y el modelo numérico (M.N.), variando los desplazamientos de la zona afectada por DPS, L=800 m, D=0.60 m, tipo de suelo S4	118
5.22	Diagrama de fuerza axial obtenido del modelo teórico	118
5.23	Diagrama de fuerza axial obtenido del modelo numérico	118
5.24	Características de zona con DPS, patrón del desplazamiento transversal	119
5.25	Modelo para el estudio del Sistema de Tubería sujeto a DPS transversal	120
5.26	Hipótesis de interfase suelo tubería caso 1	121
5.27	Comportamiento del momento flector máximo, para diversos tipos de suelo afectado por DPS transversal, W= 50.00 m, D=0.60 m	123
5.28	Comportamiento del momento flector máximo, para diversos diámetros y desplazamientos por DPS transversal, W = 50.00 m, tipo de Suelo S1	123
5.29	Comparación de valores del momento flector máximo para el modelo teórico (M.T.) y el modelo numérico (M.N.), W= 100.00 m, D=1.20 m, tipo de suelo S2	124
5.30	Comparación de valores del momento flector máximo para el modelo teórico (M.T.) y el modelo numérico (M.N.), W= 200.00 m, D=1.20 m, tipo de suelo S2	124

5.31	Hipótesis de interfase suelo tubería caso 2	125
5.32	Modelo del comportamiento de la interfase suelo tubería caso 2	126
5.33	Comparación de los valores del momento flector máximo, para el modelo numérico (M.N.) respecto de los modelos teóricos (M.T.) caso 1 y 2, D=1.20 m., tipo de suelo S2, $\delta = 1.00$ m	127
5.34	Comparación de los valores del momento flector máximo, para el modelo numérico (M.N.) respecto de los modelos teóricos (M.T.) caso 1 y 2, D=0.60 m., tipo de suelo S2, $\delta = 1.00$ m	127
5.35	Esquema de la velocidad aparente de propagación de una onda "S" a lo largo del eje de la tubería	129
5.36	Modelo de tubería continua para análisis por DTS	131
5.37	Modelo de la tubería continua sometida a la propagación de onda	132
5.38	Variación de $\epsilon_s$ , considerando diferentes tipos de suelo, D=0.60 m, H=1.20 m	134
5.39	Modelo de la deformación por fricción por los efectos de la propagación de ondas sobre tuberías enterradas	134
5.40	Variación de $\epsilon_m$ , entre los dos casos considerados respecto de $\epsilon_s$	136
5.41	Modelo interacción suelo – tubería para vibración axial	137

5.42	Modelo interacción suelo – tubería para vibración transversal	137
5.43	Modelo de tubería continua sujeta a una onda de propagación	137
5.44	Patrón uniforme de DPS longitudinal	139
5.45	Patrón bloque abrupto de DPS longitudinal	140
5.46	Modelo interacción suelo – tubería para DPS longitudinal	140
5.47	Comportamiento de la Fuerza Axial en un sistema de tuberías segmentadas, Caso 1, D=0.60 m., Tipo de Suelo S2, $\delta = 0.25$ m	142
5.48	Comportamiento de la Fuerza Axial en un sistema de tuberías segmentadas, Caso 2, D=0.60 m., Tipo de Suelo S2.	143
5.49	Modelo interacción suelo – tubería para DPS transversal	144
5.50	Vista en planta de la extensión longitudinal de tubería segmentada sujeta a DPS transversal	144
5.51	Vista en planta de la rotación de juntas de tuberías segmentadas sujeta a DPS transversal	144
5.52	Aperturas máximas de las juntas, $L_0=5.00$ m, $\delta/W=0.02$	147
5.53	Modelo interacción suelo – tubería para DTS, en dirección axial	149
5.54	Variación de $\Delta_{max.}$ , entre el Modelo Teórico (M.T.) y el Modelo Numérico (M.N.), respecto de la longitud de onda sísmica	150
5.55	Modelo interacción suelo – tubería para DTS, en dirección transversal	151



## RELACION DE TABLAS

TABLA	TITULO	PAGINA
4.1	Valores del parámetro $f$	92
4.2	Parámetros $N_{cz}$ y $N_{gh}$	94
5.1	Características de tuberías	104
5.2	Características de suelos	104
5.3	Valores de parámetros de resorte suelo axial	106
5.4	Valores de parámetros de resorte suelo lateral	120
5.5	Cálculo de las deformaciones de tubería por DTS	136
5.6	Comparación de las deformaciones de tubería por DTS, en el Modelo Teórico y Modelo Numérico	138
5.7	Comparación de los desplazamientos promedios relativos y fuerzas axiales, en el Modelo Teórico y Modelo Numérico	141
5.8	Comparación de los desplazamientos relativos en el Modelo Teórico y Modelo Numérico	149

## INTRODUCCION

Se presenta esta tesis titulada "CONDUCTOS ENTERRADOS: COMPORTAMIENTO SISMICO Y RECOMENDACIONES DE DISEÑO", que contiene un estudio de los tópicos referentes al comportamiento de los conductos enterrados ante los efectos producidos por los movimientos sísmicos y analiza recomendaciones que puedan ser empleadas en su diseño.

La motivación principal para desarrollar el tema, obedece a que el país ha ingresado a una etapa de crecimiento económico y las inversiones facilitarán la ejecución de proyectos de gran envergadura, con la característica adicional que se cuenta con recursos naturales por explotar como petróleo y gas, entre otros; sin embargo en muchos casos no se cuenta con la normativa para el diseño y ejecución de esos proyectos, como el referente al de las tuberías enterradas que por la ubicación del país estarán sometidas frecuentemente a movimientos sísmicos.

Los objetivos del presente estudio pueden resumirse en dos aspectos:

- 1° Investigar los tópicos referentes al comportamiento de los conductos enterrados sujetos a las deformaciones permanentes y transitorias ocasionadas por los movimientos sísmicos.
- 2° Proponer recomendaciones a tener en cuenta en el diseño sísmico de las tuberías enterradas.

El estudio consta de seis capítulos, en los que se ha tratado de mencionar los aspectos más importantes. Se hace a continuación una breve descripción de cada uno de ellos.

En el Capítulo I, se busca mostrar la importancia de los sistemas de líneas vitales que incluyen entre otros, sistemas de suministro de agua, alcantarillado, gas, petróleo, sistemas eléctricos y de telecomunicaciones, vías de transporte, a través de un registro histórico de los sismos más importantes a nivel nacional y mundial, donde se describe los daños ocasionados en los sistemas mencionados y la influencia que estos tuvieron durante y después del sismo en las acciones de respuesta gubernamental.

El Capítulo II, contiene el estudio de los fenómenos que amenazan a los sistemas de tuberías provocados a los movimientos sísmicos, y que son clasificados en dos grupos: el primero conformado por las deformaciones permanentes del suelo (DPS), como son deslizamientos, asentamientos, flujos de escombros, caída de rocas, licuefacciones; y el segundo conformado por las deformaciones transitorias del suelo (DTS), referidos a la propagación de las ondas sísmicas.

El Capítulo III, describe los modos de falla de los sistemas de tuberías enterrados que se han observado en los sismos ocurridos a nivel mundial. Se menciona aquellos que involucran tanto a las denominadas tuberías continuas como segmentadas.

Considerando que el término conductos enterrados involucra sistemas de tuberías colocados a una determinada profundidad respecto de la superficie del suelo, es que en el Capítulo IV se analiza la interacción del conjunto suelo – tubería y los modelos más apropiados a tener en cuenta para el estudio.

En el Capítulo V se estudia el comportamiento de los sistemas de tuberías tanto continuas como segmentadas ante los efectos de deformación permanente del suelo (DPS) y deformación transitoria del suelo (DTS), para lo cual se han elaborado algunos modelos que reflejen apropiadamente ésta interacción suelo – tubería.

El Capítulo VI, describe de manera resumida la metodología para llevar a cabo una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los sistemas de líneas vitales, que requiere la información de los sistemas existentes, para ser evaluados por ejemplo con las formulaciones descritas en el presente estudio, y obtener un plan de mitigación y respuesta ante la posibilidad de ocurrencia de un sismo.

El desarrollo del estudio referente a los tópicos sobre el comportamiento de los conductos enterrados, ha permitido que en la parte final del estudio se presente recomendaciones que deben ser tomadas en cuenta para el diseño sísmico de los conductos enterrados, de igual forma se emiten las conclusiones correspondientes.



## CAPITULO I

# RESEÑA HISTÓRICA DEL COMPORTAMIENTO DE LAS TUBERÍAS EN EVENTOS SÍSMICOS

Los sistemas de tuberías enterradas generalmente son empleados para transportar agua, desagüe, gas natural, petróleo, vapor, líneas de energía eléctrica, telecomunicaciones, entre otros, razón por la cual estos sistemas son también denominados líneas de vida, toda vez que ellos son productos esenciales para el mantenimiento de la población y las propiedades de ésta.

Entre las características más importantes de estos sistemas puede mencionarse lo siguiente:

- La población y su quehacer diario tiene un vínculo dependiente del comportamiento de estos sistemas, en condiciones de operación normal, y más aún durante acciones post evento originados por sismos, tsunamis, incendios, inundaciones entre otros, que ayuden a minimizar los posibles daños.
- Considerando que se habla de Sistemas, el adecuado funcionamiento de ellos depende de la interacción y respuesta de sus diversos componentes, tanto individual como globalmente.



- Estos sistemas por lo general se extienden en grandes áreas y están expuestos a diversas amenazas en función de la región que atraviesan.

La importancia del estudio y diseño de los conductos conformantes de los sistemas de líneas vitales, puede ser resumido en lo siguiente:

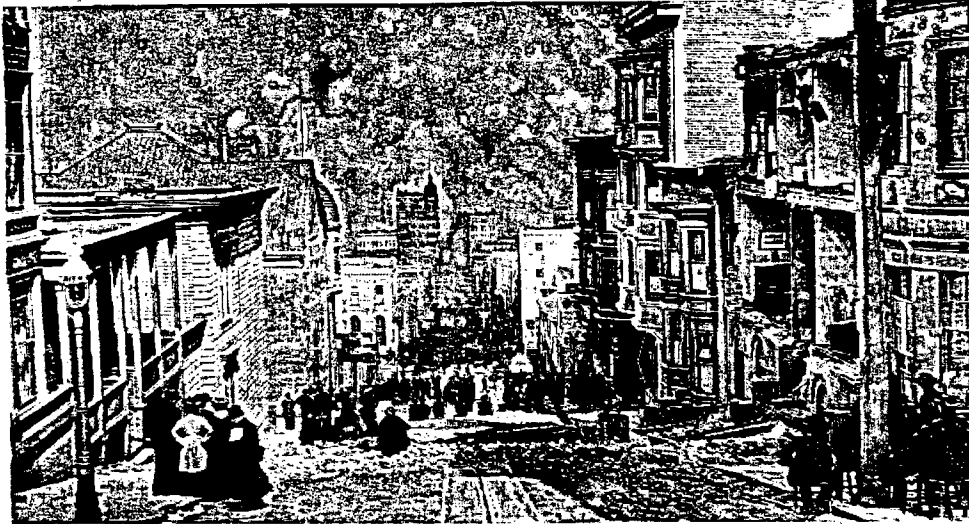
- Preservar la vida de la población.
- Minimizar los potenciales daños económicos post eventos.

Los conductos pueden ser afectados por una serie de eventos, cada uno con sus propias características, las que provocarían impactos diversos sobre ellos.

## **I.1 SISMOS MUNDIALES**

En este caso en particular se estudiará lo referente a los eventos sísmicos, en los que se ha observado la vulnerabilidad de los conductos enterrados, como se demuestra por grandes daños registrados en sismos pasados entre los que se puede mencionar:

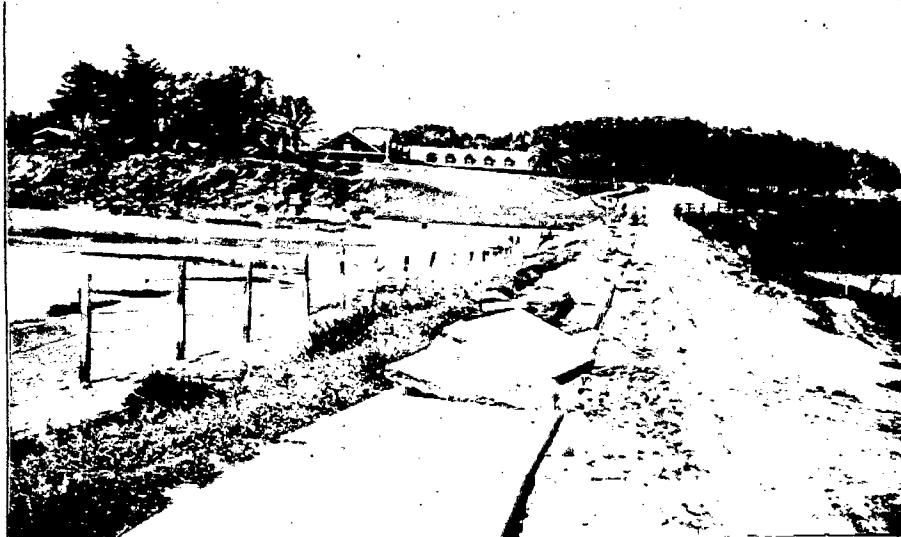
**1906 San Francisco – Estados Unidos.** Si bien el sismo es considerado como histórico, con una magnitud estimada entre 7.9  $M_w$ , las peores consecuencias fueron las que siguieron a la catástrofe con el incendio incontrolado de la ciudad por más de 4 días, debido a la destrucción de los ductos de gas y la ineficiencia para extinguirlos, fundamentalmente por la escasez de agua, ya que las tuberías de ese sistema también habían sido dañadas.



**FOTOGRAFIA 1.1 Incendio Post Sismo San Francisco 1906**

*(Foto: Steinbrugge Collection of the UC Berkeley Earthquake Engineering Research Center)*

**1933 Long Beach – Estados Unidos.** Este sismo, estimado en magnitud 6.4 grados  $M_w$ , provocó en Long Beach 127 roturas en la red de distribución de agua, quedando la región de Seal Beach sin el suministro por varios días. Se estima que seis millones de galones de agua se derramaron del tanque occidental de Los Ángeles como producto de la falla del sistema. Se registraron diecinueve incendios en Long Beach en la noche del terremoto, de los cuales siete tuvieron como origen tuberías de gas rotas. Los efectos de licuefacción fueron apreciables en las costas entre Newport Beach y Long Beach. Tras el sismo el sistema eléctrico no funcionó, debido a los daños sufridos por las líneas de suministro de vapor que alimentaban a los generadores. Respecto de las líneas de petróleo y comunicaciones los daños fueron menores.



**FOTOGRAFIA 1.2 Deslizamientos laterales, Long Beach 1933**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1949 Olimpia – Estados Unidos.** La magnitud de este sismo fue estimada en 7.1  $M_L$ . Se reportaron numerosas rupturas en el sistema de abastecimiento de agua, siendo de importancia 24 puntos en la zona de Olimpia, lo que provocó el cierre temporal de los negocios. Así mismo se registró una falla en la tubería principal de  $\varnothing$  60 pulg. que servía al reservorio de la ciudad de Seattle. Los sistemas de alimentación de agua por gravedad sufrieron severos daños. De igual forma hubo apagones en el sistema de energía eléctrica como consecuencia del balanceo de las líneas de transmisión y desalineamientos de transformadores. El sistema de distribución de gas se rompió en aproximadamente 100 puntos, fundamentalmente en aquellas zonas donde las líneas cruzaban zonas de relleno; pese a ello no fue necesaria la paralización del servicio.





**FOTOGRAFIA 1.3** Grieta en camino a Lago Verde, Olimpia 1949  
(Foto: *The Free Online Encyclopedia of Washington State Story*)

**1952 Kern County – Estados Unidos.** La magnitud estimada de este evento es de 7.4  $M_w$ , siendo las características de daño más importantes las referentes a los apagones del sistema eléctrico, ruptura y doblado de conductos enterrados en forma de "s", fallas en canales de irrigación y perturbación del agua subterránea, así como fallas en el sistema ferroviario. Las pérdidas económicas fueron enormes, fundamentalmente en el área agrícola.



**FOTOGRAFIA 1.4 Daños en el Sistema Ferroviario, Kern County 1952**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1960 Valdivia – Chile.** Es el sismo más grande registrado, cuya magnitud ha sido estimada en 9.5 grados  $M_w$ , y provocó grandes movimientos de tierra. Extensas áreas de la ciudad se inundaron, como producto del tsunami post sismo. Los sistemas de electricidad y agua de la localidad de Valdivia fueron destruidos totalmente. Se informó que agua subterránea fluía hacia arriba a través del suelo. La falta de agua potable resultó ser el problema más grave por afrontar, pese a las lluvias e irónicamente en la zona más lluviosa del país.



**FOTOGRAFIA 1.5 Grietas en la superficie del Suelo, Valdivia 1960**  
(Foto: NOAA Pierre St. Amand)

**1964 Alaska – Estados Unidos.** El sismo producido es uno de los mayores registrados en la historia mundial, su magnitud fue estimada en 9.2  $M_w$ . Los daños registrados fueron apreciables en particular en el área de Anchorage. Los sistemas de agua, alcantarillado, gas, teléfono y eléctricos fueron interrumpidos en la zona. Según los datos brindados por las instituciones encargadas, se tuvo 200 rupturas del conducto de gas y otras 100 en el sistema de distribución de agua, todas ellas relacionadas a la existencia de zonas de falla, deslizamientos, asentamientos y grietas en la superficie del suelo. La característica principal de este evento es los grandes movimientos de tierra que se presentaron, tanto permanentes como transitorios.



**FOTOGRAFIA 1.6 Hundimiento del suelo en el centro de Anchorage, Alaska 1964**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1964 Niigata – Japón.** Sismo estimado en una magnitud de 7.5 grados  $M_L$ . Una de las mayores preocupaciones post sismo fueron las amenazas de fuego de las instalaciones petroleras. Así mismo, varias rupturas de conductos y



tanques de suministro de aceite provocaron el inicio de incendio en cuatro puntos, los cuales fueron controlados con mucha dificultad por la presencia de fisuras en el suelo, grietas en pavimentos, daños en puentes y escasez de agua para combatir el fuego, debido a daños en los sistemas de agua. Los efectos de licuefacción provocados por el sismo se constituyeron como principales elementos de daño sobre las líneas de vida.



FOTOGRAFIA 1.7 Efectos de Licuefacción del suelo, Niigata 1964  
(Foto: University of California, Berkeley)

**1965 Seattle – Estados Unidos.** Se ha estimado una magnitud de 6.5  $M_L$  para este sismo. Se registraron daños principalmente en el sistema de abastecimiento de agua; entre ellos se pueden mencionar dos tuberías de diámetro 20 pulg. y una de 12 pulg. en Seattle y dos de 48 pulg. en Everett debido a que atravesaban suelos de soporte pobre. Los efectos de

sobrepresión no generaron daños en el resto del sistema. Respecto del sistema eléctrico, dos torres de alta tensión que transferían 230 000 voltios cayeron. Los daños en los conductos se debieron al comportamiento inadecuado en suelos de relleno, además de deslizamientos.



**FOTOGRAFIA 1.8 Daños en la Estación Unión, Seattle 1965**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1971 San Fernando – Estados Unidos.** La magnitud de éste terremoto ha sido estimada en 6.6  $M_w$ . Durante este evento se registraron 1400 rupturas en varios sistemas de tuberías, suspendiendo temporalmente el servicio de agua, gas y alcantarillado. Los deslizamientos laterales a partir de la licuefacción a lo largo de los lados Este y Oeste del Reservorio Alto Van Norman dañaron las líneas de agua, gas y petróleo. Así mismo se tuvieron daños severos en diversos canales como el Canal de Alta Velocidad y el Canal By Pass, de igual forma en las presas de Baja Van Norman y Pacoima. También se registraron daños en el sistema eléctrico.



**FOTOGRAFIA 1.9 Daños en Represa de Baja Van Norman, San Fernando 1971**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1972 Managua – Nicaragua.** Sismo que registró una magnitud de 6.2  $M_w$ . Respecto del sistema de distribución de agua estaba compuesto por líneas principales de fierro fundido de 16 pulg. y secundarias de PVC de 4", en las que se registraron aproximadamente 100 rupturas. Adicionalmente los techos de las estaciones de bombeo colapsaron y los tanques presentaron daños debido a los asentamientos y rupturas de las juntas colocadas en los pisos. Se registraron daños severos en las líneas de transmisión de gas y eléctricas, las que provocaron incendios, cuyo control fue dificultoso, no solo por los problemas de agua sino también por los fuertes vientos que se presentaban en ese momento.



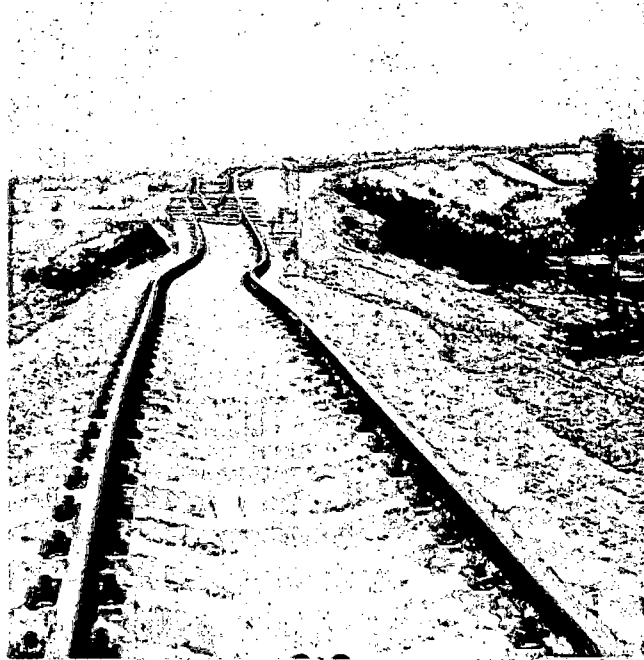
**FOTOGRAFIA 1.10 Rupturas de tuberías en el sistema de agua, Managua 1972**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1976 Guatemala – Guatemala.** Este sismo alcanzó una magnitud de 7.5  $M_s$ . El mayor impacto fue ocasionado sobre la red vial del país por los movimientos de tierra ocurridos como grietas en el suelo y deslizamientos. Los sistemas de agua y electricidad se suspendieron por varios días debido a los daños que habían sufrido, las fallas de los canales de irrigación fueron apreciables.



**FOTOGRAFIA 1.11 Daños en Canal de Irrigación, Guatemala 1976**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

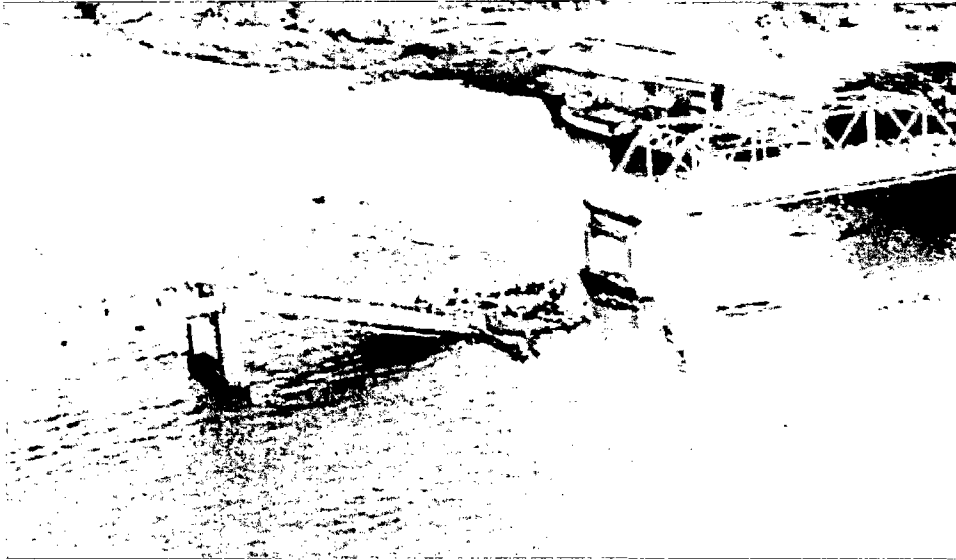
**1976 Tangshan – China.** Este sismo alcanzó una magnitud de 7.8  $M_S$ . Se reportaron grandes daños sobre la red vial y el sistema eléctrico. Los canales conformantes de la red de irrigación registraron daños apreciables, por lo que fueron puestos fuera de funcionamiento. Una característica particular fue la eyección de agua y arena observada en diversos puntos de la zona.



**FOTOGRAFIA 1.12 Daños sobre la Red Ferroviaria, Tangshan 1976**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1976 Cotabato – Filipinas.** Sismo que alcanzó una magnitud de 7.9  $M_S$ . Se reportaron grandes daños sobre la red vial y el sistema eléctrico. Respecto del sistema de agua, el conducto principal que suministraba a la ciudad de Cotabato en una longitud de 16 km, no presentó mayores daños. De igual forma se comportó la red de distribución compuesta por tuberías de 8" y 10" de diámetro, salvo aquellos tramos que fueron dañados como consecuencia de la caída de los puentes.





**FOTOGRAFIA 1.13 Daños sobre la Red Vial - Puentes, Cotabato 1976**  
(Foto: Selna y Tso)

**1977 San Juan y Mendoza – Argentina.** El sismo alcanzó una magnitud estimada de 7.4  $M_s$ . Originó graves daños en el sistema vial. Respecto del sistema de agua potable, en su red de distribución presentó daños prácticamente en todo su recorrido equivalente a unos 40 km, situación agravada por la presencia de la alta capa freática y los fenómenos de licuefacción que se presentaron.



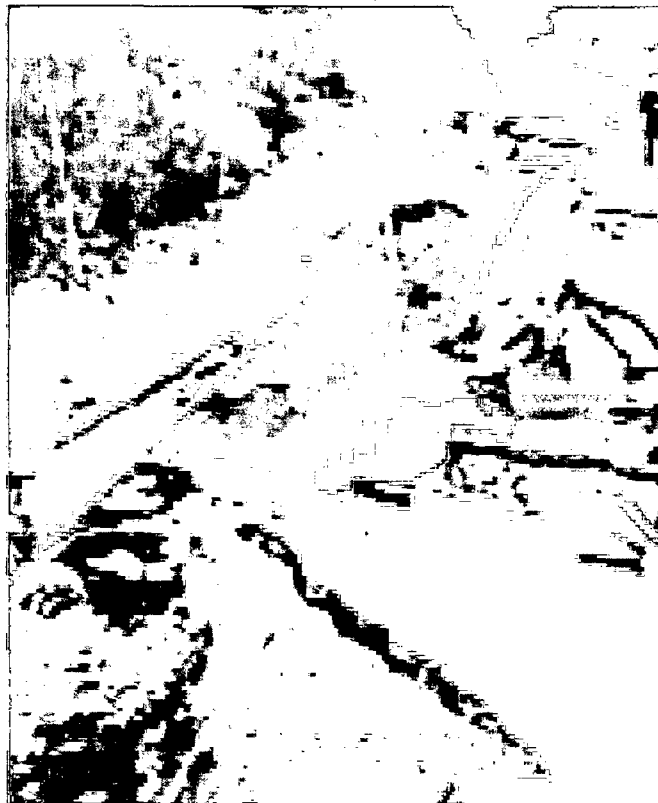
**FOTOGRAFIA 1.14 Daños en la Red Vial, Argentina 1977**  
(Foto: Wikipedia.org)

**1979 Valle Imperial – Estados Unidos.** Este sismo presentó una magnitud estimada de 6.5  $M_s$ . El impacto principal ocurrió sobre los canales de irrigación, cuyos servicios fueron interrumpidos temporalmente ocasionando grandes pérdidas económicas a la agricultura. Los movimientos de tierra producto del sismo fueron los que originaron los mayores daños.



**FOTOGRAFIA 1.15 Desplazamiento de paredes en canales, Valle Imperial 1979**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

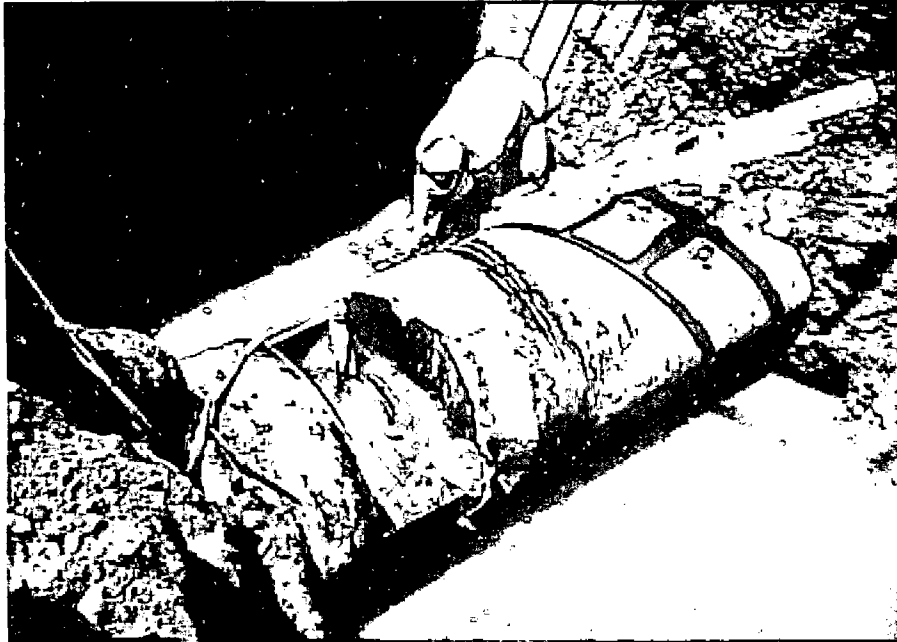
**1983 Coalinga – Estados Unidos.** Sismo que alcanzó una magnitud de 6.5  $M_w$ . Todas las líneas vitales fueron dañadas de algún modo. El sistema de agua siguió funcionando pese a las diversas rupturas en las tuberías del sistema, en cambio el suministro de gas fue interrumpido por las múltiples fugas y tuberías rotas. Los sistemas de energía eléctrica y comunicaciones se suspendieron temporalmente por lapsos de tiempo cortos. Un gran colector del sistema de alcantarillado fue seriamente dañado, sin embargo el sistema siguió funcionando. Los componentes de campos petrolero circundantes a la zona del desastre tuvieron daños en pozos, tuberías e instalaciones. Una característica resaltante fue la gran cantidad de deslizamientos de roca.



**FOTOGRAFIA 1.16 Daños de líneas de vida, Coalinga 1983**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

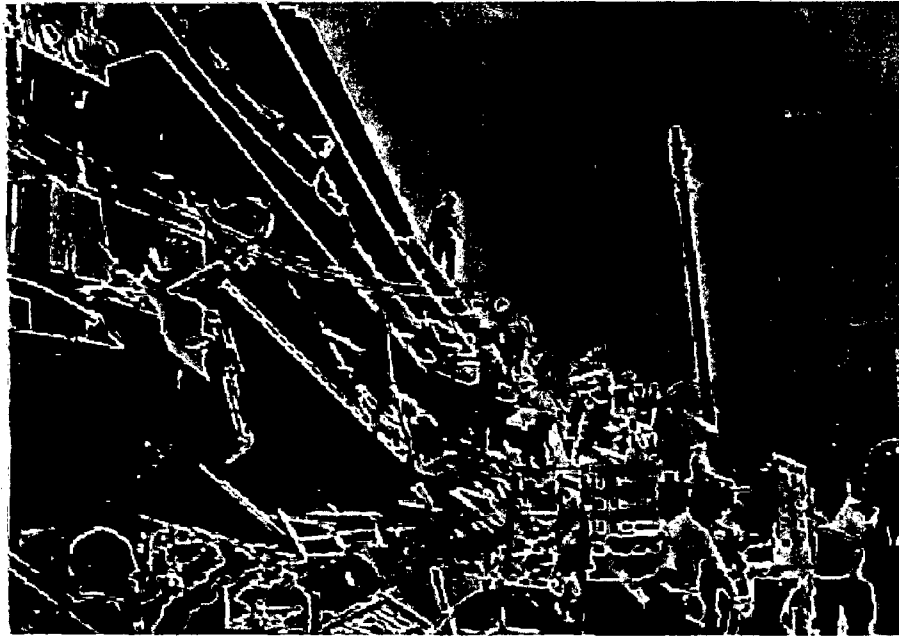


**1985 Michoacán – México.** Este sismo se presentó con una magnitud estimada de 8.0  $M_w$ . El impacto sobre el sistema eléctrico fue notable, provocando el corte de energía, cuya restitución demoró varios días. Esto fue ocasionado por el daño sobre 1,300 transformadores, 5 líneas de transmisión, 8 subestaciones y 600 postes de luz. El sistema de transporte colectivo denominado "Metro", tuvo daños en 32 estaciones, por lo que la reanudación del servicio fue lenta. El sistema de agua también tuvo daños considerables, enumerándose por ejemplo 28 fracturas en el Acueducto Sur Oriente, 167 fugas en la red primaria y 7,229 en la red secundaria. Estas redes estaban conformadas por tuberías cuyos diámetros variaban entre 2" y 120", siendo notorio el hecho de que fueron las tuberías enterradas las que sufrieron mayores daños respecto de las superficiales; de igual modo la gran mayoría de tuberías de mayor diámetro tuvieron roturas por la existencia de conexiones rígidas en T, Cruz y válvulas de cierre. Los daños en el sistema de alcantarillado fueron de aproximadamente 6800 m. Los daños sobre las vías superaron los 516,000 m<sup>2</sup> como consecuencia de las grietas, hundimientos y fracturas. El sistema de comunicación fue afectado severamente, restituyéndose el servicio completo 5 meses después.



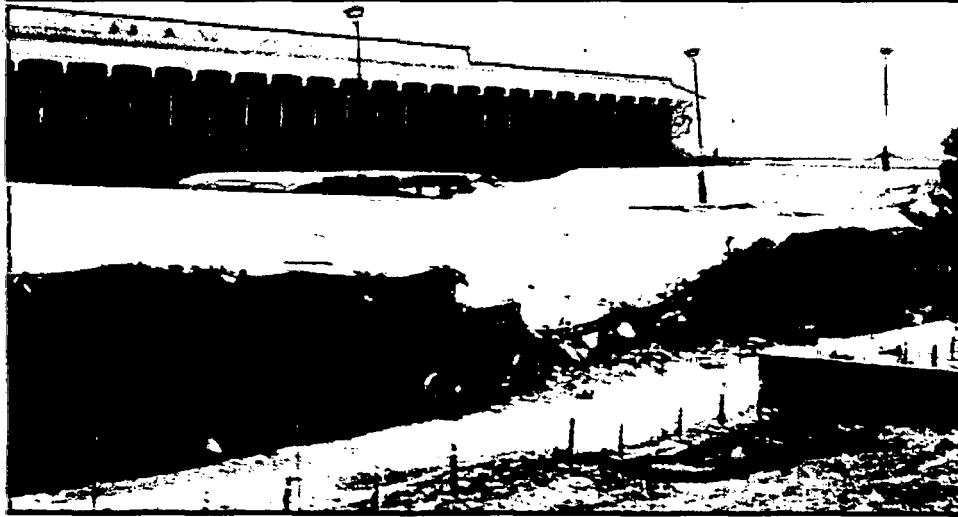
**FOTOGRAFIA 1.17 Daños en tuberías ocasionados por sismo, Michoacán 1985**  
(Foto: Base de Datos Instituto Mexicano Tecnológico del Agua)

**1986 San Salvador – El Salvador.** Este evento presentó un magnitud de 5.7  $M_w$ . Se reportaron en el sistema de agua potable 2400 rupturas, que equivalen a 80 km de red, representando un 20% del total de la misma. Inclusive se han mencionado daños en tuberías de acero dúctil. Respecto de la red de alcantarillado hubo daños en una longitud de 65 km que representaba el 22% de la red. La gran mayoría de daños en tuberías fue provocada por los asentamientos diferenciales y las deformaciones como consecuencia del paso de las ondas sísmicas.



**FOTOGRAFIA 1.18 Daños ocasionados por sismo, San Salvador 1986**  
(Foto: Aguiluz René)

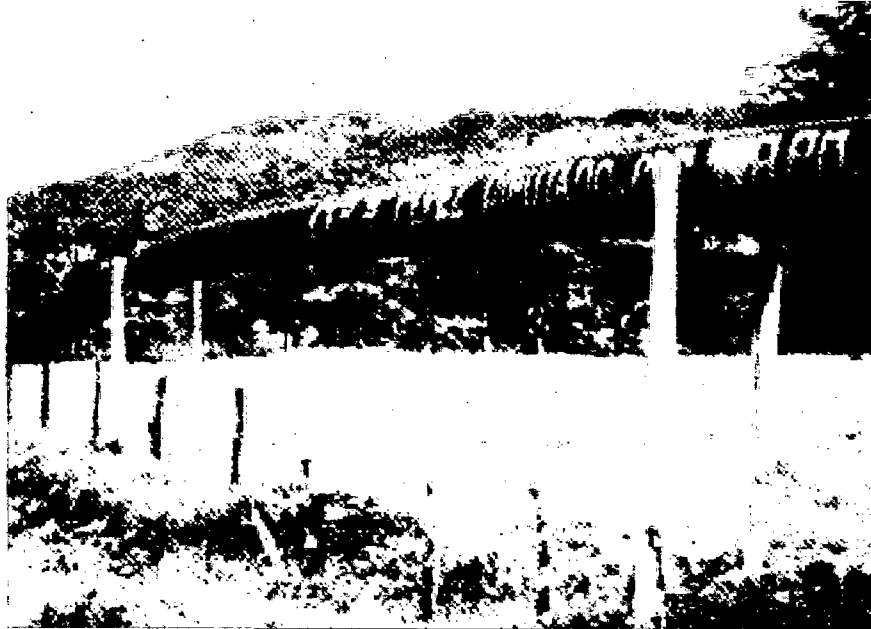
**1987 Whittier Narrows – Estados Unidos.** Evento que alcanzó una magnitud de 5.9  $M_w$ . Respecto al sistema eléctrico, el incumplimiento de las disposiciones de aislantes en los equipos de alta tensión generó problemas. Así mismo se observaron daños en estructuras de almacenamiento de líquidos de gran capacidad y la acumulación de llamadas e ineficiencia del sistema de telefonía. Respecto del sistema de gas, en el conducto principal sólo se registró daño en una tubería; sin embargo, en la red de distribución se registraron 1400 fugas, muchas de las cuales provocaron posteriormente incendios.



FOTOGRAFIA 1.19 Daños ocasionados por sismos, Whittier Narrows 1987  
(Foto: smate.wvu.edu)

**1987 Ecuador.** Sismo con una magnitud estimada en 6.9  $M_S$ . Los sistemas de abastecimiento de agua potable y alcantarillado fueron seriamente dañados en zonas urbanas y rurales pequeñas y de manera muy ligera en Quito. Ellas correspondían a destrucción total o parcial de los sistemas de captación de agua, plantas de tratamiento, conductos principales y de distribución, así como buzones en las áreas urbanas. Como consecuencia de los deslizamientos e inundaciones postsismo gran parte de la red vial fue dañada, mencionándose por ejemplo pérdidas de 45 km de vía, daño secundario en 600 km y un promedio de 600 m en puentes. Los deslizamientos y las inundaciones producto de los represamientos naturales en el curso de los ríos provocaron un grave daño sobre el oleoducto Transecuatoriano, especialmente en un tramo de 45 km de un conducto de 26 pulg. En una longitud de 57 km aproximadamente fue afectado el conducto de transmisión de gas de diámetro de 6 pulg. que corre paralelamente a la línea del oleoducto; adicionalmente 1.0 km de diámetro de 10 pulg. del referido gaseoducto también fue dañado. Esto último, considerando que el mayor ingreso de ese país es a través de la

exportación de hidrocarburos, tuvo una repercusión muy fuerte en su economía.



**FOTOGRAFIA 1.20** Daños ocasionados en el Oleoducto, Ecuador 1987  
(Foto: Base de Datos Sistema Nacional de Defensa Civil del Ecuador)

**1987 Edgecumbe, Nueva Zelanda.** Este sismo tuvo una magnitud de 6.3  $M_w$ . Históricamente los registros destacan como apreciables dos hechos, el primero referente a que se detectaron pequeñas grietas en la superficie de la vía y algunos pilares de concreto en la Presa Matahina, la que fue reforzada posteriormente; el segundo la gran grieta sobre la superficie terrestre que apareció como consecuencia del sismo en una longitud de 7.0 km, y anchos y profundidades máximas de 3.0 y 3.4 m respectivamente y que afectó aunque en menor grado el gaseoducto existente.





**FOTOGRAFIA 1.21 Grieta post sismo, Edgecumbe 1987**  
(Foto: Base de Datos Radio New Zealand)

**1988 Spitak y Leninakán – Armenia.** Sismo cuya magnitud fue estimada en 6.9  $M_S$ . El abastecimiento de agua a la localidad de Leninakán era a través de 3 tuberías que recorrían una distancia promedio de 32 km cuya fuente en dos de ellas correspondían a las montañas ubicadas al norte de la ciudad. Estas tuberías eran de diámetros 500 – 600 mm de material acero y fierro fundido, las que sufrieron graves daños al quedar enterradas abruptamente en una distancia aproximada de 1.0 km en el recorrido mencionado, además de derrumbes de roca en unos 4.5 km que también impactaron sobre las tuberías. Se prestó atención a la eyección de un “iceberg” que causó rupturas en el sistema.



FOTOGRAFIA 1.22 Daño de tuberías causada por "iceberg", Spitak 1988  
(Foto: smate.wvu.edu)

**1989 Loma Prieta – Estados Unidos.** La magnitud de este sismo ha sido estimada en 6.9  $M_w$ . Este causó daños sobre los sistemas de suministro, entre los que se pueden mencionar 123 reparaciones en el Sistema Principal de Abastecimiento de Agua del distrito de Marina y más del triple en el resto del sistema. Además se reemplazó aproximadamente 13.6 km de las líneas de distribución de gas y se tuvo que reparar aproximadamente 1200 fugas y un promedio de 20% de las líneas de alcantarillado que fueron reparadas o incluso reemplazadas. El sistema vial fue el más golpeado por los efectos de deslizamientos y licuefacciones que dañaron tanto las vías como los puentes. En lo referente al sistema eléctrico, 5 subestaciones fueron severamente dañadas.



**FOTOGRAFIA 1.23** Grietas post sismo en líneas viales, Loma Prieta 1987  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1990 Luzón – Filipinas.** Este evento sísmico presentó una magnitud de 7.8  $M_s$ . Se registró en ciertas zonas la pérdida total de las líneas de agua, eléctrica y comunicación, las mismas que tuvieron una insuficiente respuesta postsismo de ayuda por parte de las autoridades.



**FOTOGRAFIA 1.24** Daños en líneas vitales, Luzón 1990  
(Foto: [www.midfield.wordpress.com](http://www.midfield.wordpress.com))

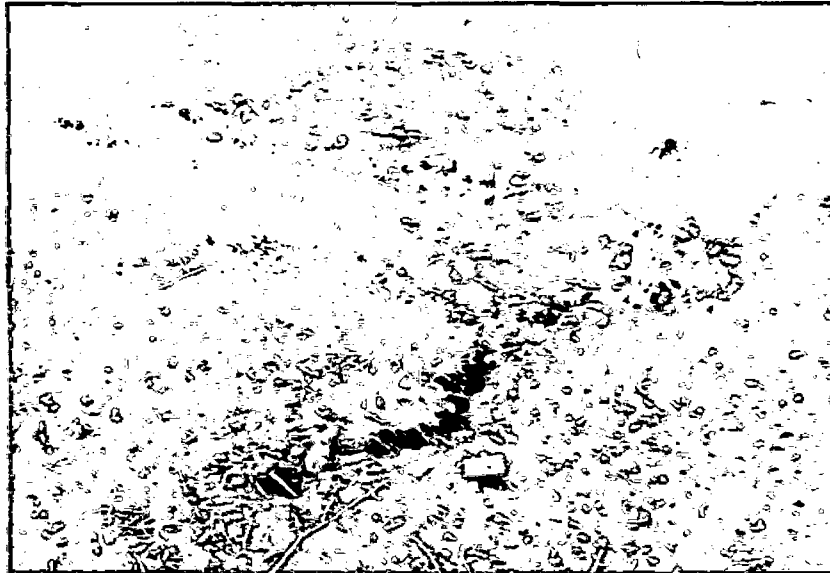


**1991 Limón - Costa Rica.** Este evento alcanzó una magnitud de 7.6  $M_w$ . Se registraron los mayores daños en los sistemas de agua, alcantarillado, irrigación, y redes viales que incluyen carreteras, puentes, ferrocarriles y puertos. Los datos indican que se tuvo que reparar 310 km de vías y 92 km de líneas de ferrocarril.



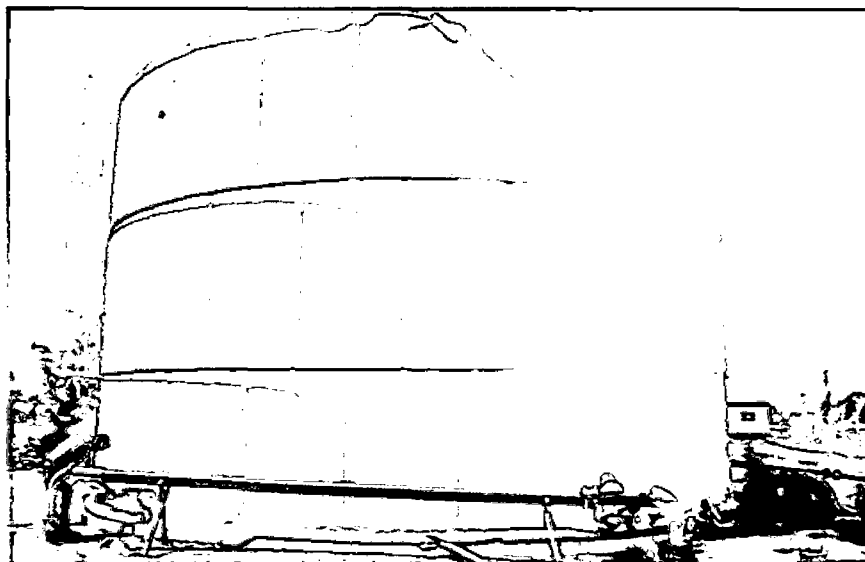
**FOTOGRAFIA 1.25 Daños en carreteras, Costa Rica 1991**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1992 Erzincán – Turquía.** Se le estimó a este movimiento sísmico una magnitud de 7.8  $M_s$ . Hubo grandes deslizamientos y avalanchas que dañaron los sistemas de las líneas vitales. Se registró daños sobre las tuberías, reportándose 25 rupturas, tanques clarificadores y estaciones de bombeo; sin embargo, siguieron operando.



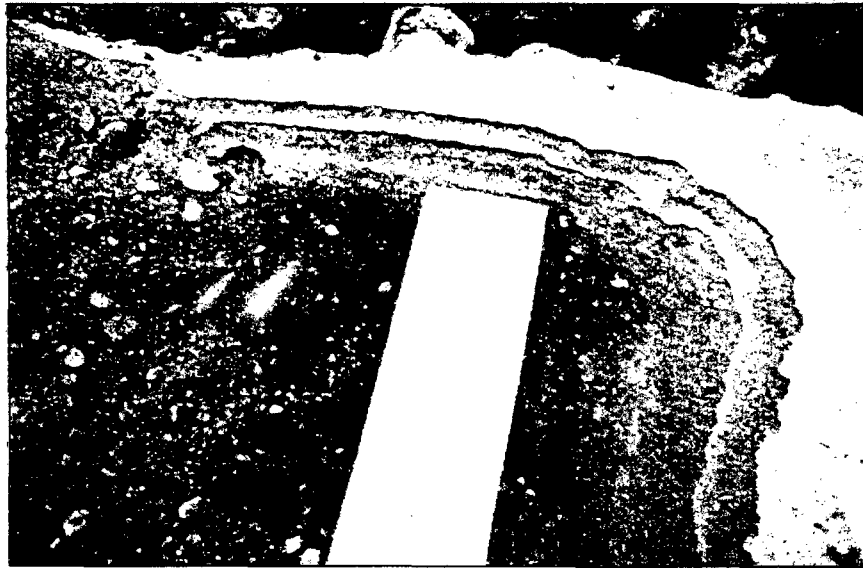
**FOTOGRAFIA 1.26** Grietas en la superficie, Erzican 1992  
(Foto: [www.acehtsunami.com](http://www.acehtsunami.com))

**1992 Landers - Big Bear – Estados Unidos.** Sismo de magnitud estimada en 7.3  $M_w$ . Se registraron daños en los tanques de agua y rupturas de tuberías del sistema de agua, cuyo servicio fue paralizado, ocasionando escasez de agua en muchas zonas del desastre. Así mismo, se presentaron desplazamientos de tierra que afectaron las vías interestatales y ferroviarias. El sistema eléctrico también fue restringido temporalmente



**FOTOGRAFIA 1.27** Daños sobre Tanque de Almacenamiento de agua, Landers 1992  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1992 Cabo Mendocino – Estados Unidos.** Este sismo alcanzó un magnitud de 7.2  $M_s$ . Los servicios de agua, alcantarillado, electricidad, gas y comunicaciones se interrumpieron. Así mismo rupturas de las tuberías de agua y alcantarillado provocaron que estas últimas contaminen los sistemas de abastecimiento de agua. Las características de los movimientos de tierra correspondieron a deslizamientos, grietas en la superficie y licuefacción.



**FOTOGRAFIA 1.28** Estratigrafía de 03 etapas de licuefacción, Cabo Mendocino 1992  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1993 Kushiro-Oki – Japón.** Este sismo alcanzó un magnitud estimada en 7.6  $M_w$ . El evento se caracterizó principalmente por la presencia de dos fenómenos: el deslizamiento de tierras y la licuefacción, los mismos que provocaron daños sobre las líneas de vida.



**FOTOGRAFIA 1.29 Daños ocasionados por los movimientos de tierras, Kushiro-Oki 1993**  
(Foto: [www.geotile.t.u-tokyo.ac.jp](http://www.geotile.t.u-tokyo.ac.jp))

**1994 Northridge – Estados Unidos.** Sismo que alcanzó una magnitud estimada en 6.7  $M_w$ . Caracterizado por grandes daños en la red vial principal de la ciudad de Northridge. Se registró un gran daño en los sistemas de agua y gas en los Valles de San Fernando y Santa Clarita. Entre ellos se puede mencionar daño en tuberías de 54, 77, 85 y 120 pulgadas en las líneas de distribución de agua, así como 1500 averías en el referido sistema, muchas de las cuales se dieron en las uniones y accesorios del sistema. Dos tuberías del sistema de gas se fracturaron generando fuego sobre la superficie inundada. Hubo daños menores en las plantas de tratamiento de agua.



**FOTOGRAFIA 1.30 Daños simultáneo en tuberías de agua y gas, Northridge 1994**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

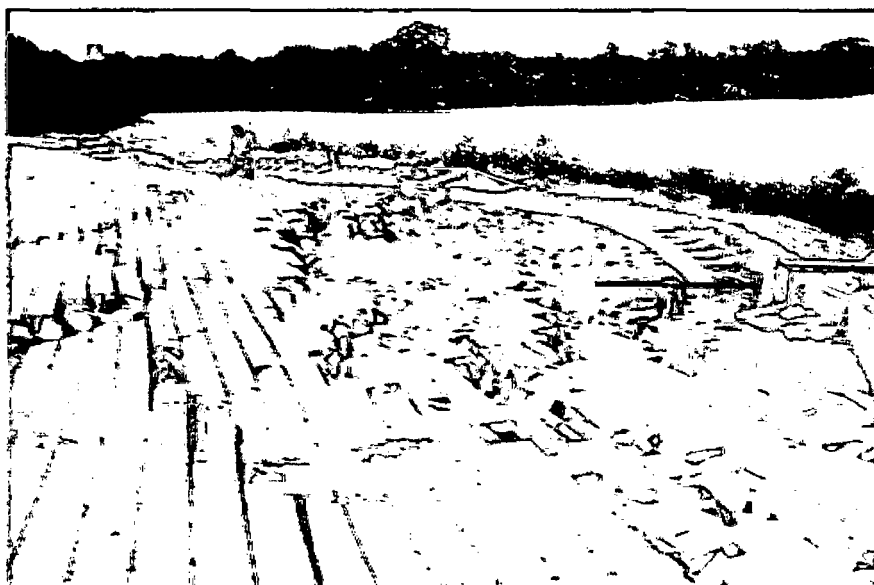
**1995 Kobe – Japón.** Sismo que alcanzó una magnitud de 6.8  $M_w$ . Se registraron grandes daños en la red vial, ferroviaria y el sistema de puertos. Los sistemas de agua, alcantarillado, gas y líneas de transmisión eléctrica sufrieron grandes daños, tal es así que muchas de las víctimas y costos post sismo fueron provocados por la falta de respuesta eficiente y rápida para controlar los incendios provocados por las rupturas de las tuberías de gas y chispas de los cables eléctricos que fueron registrados en un número de 300 inmediatamente después del sismo. El efecto de licuefacción fue un factor que contribuyó a elevar los daños en la infraestructura.





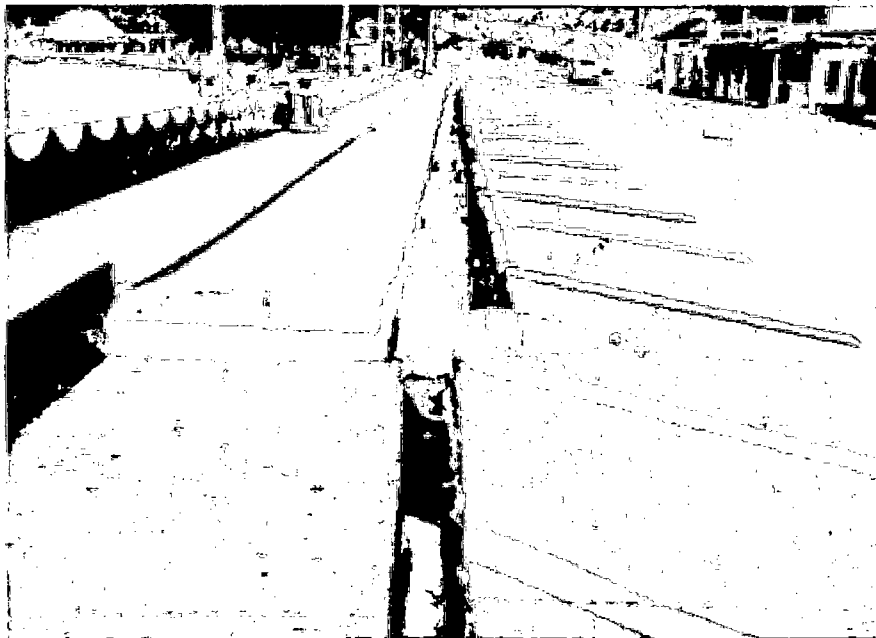
**FOTOGRAFIA 1.31** Incendios provocados por daños en sistemas de gas y eléctrico, Kobe 1995  
(Foto: John Pryke/Reuters/MAXPPP, Paris)

**1995 Colima – México.** Este evento alcanzó una magnitud estimada de 8.0  $M_w$ . En esta localidad se reportaron fuertes daños en los sistemas de agua potable, electricidad y teléfono. Deslizamientos y grietas provocaron el bloqueo de las carreteras hacia otras localidades. Se presentaron licuefacciones de suelo en el Puerto de Manzanillo, que también resultó afectado.



**FOTOGRAFIA 1.32** Fenómeno de licuefacción, Colima 1995  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

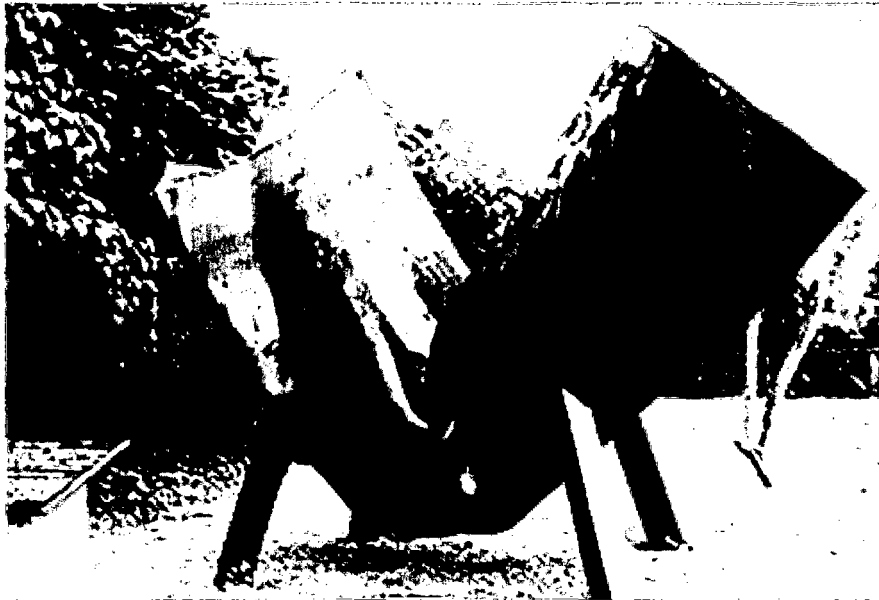
**1997 Cariaco – Venezuela.** Sismo con una magnitud de 6.9  $M_w$ . Causó serios daños en la red de agua potable, que fueron tanto en líneas de conducción como distribución, fundamentalmente por ruptura de tuberías y válvulas, que se estimó en número de 480 aproximadamente, situación que generó una paralización total del servicio. Similarmente se registraron daños en el sistema de alcantarillado y sus sistemas de tratamiento. El sistema eléctrico igualmente fue golpeado severamente al registrarse daños en líneas de alta y baja tensión, subestaciones eléctricas y transformadores; hubo la necesidad de hacer reparaciones en las líneas en una longitud equivalente a 80 km. Así mismo, la red vial presentó serios daños en algunos sectores.



**FOTOGRAFIA 1.33** Daños en red vial, Cariaco 1997  
(Foto: Base de Datos YVKE Mundial Radio)

**1999 Chi Chi – Taiwan.** La magnitud estimada para este sismo fue de 7.6  $M_w$ . Se registró reducción en el sistema de energía como consecuencia de los graves daños en centrales eléctricas, estaciones de transmisión y la paralización de tres plantas de energía nuclear. Graves daños sobre las

carreteras y 102 puentes que las interconectan, así como el cierre de puertos. En las redes de agua se registraron 921 fugas, daños sobre la presa Shinh – kang y dos plantas de tratamiento de agua. Sin embargo, lo más apreciable fue el daño sobre una tubería principal metálica de espesor igual a ½ pulg., lo que provocó un desabastecimiento del sistema.



FOTOGRAFIA 1.34 Daños en el sistema de abastecimiento de agua, Chi Chi 1999  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**1999 Kocaeli – Turquía.** Sismo con una magnitud de 7.4  $M_w$ . Se registraron severos daños sobre la infraestructura regional y nacional de telecomunicaciones, agua, desagüe, gas natural, cables tv, vías vehiculares y ferroviarias, cables de fibra óptica, daños sobre líneas de energía, torres de transmisión, subestaciones eléctricas. Respecto del sistema de agua, fallaron tuberías de alimentación a plantas de tratamiento, así como los reservorios fueron vaciados completamente como consecuencia de los varios puntos de ruptura en la red. Adicionalmente debe mencionarse que un sistema compuesto de presa, planta de tratamiento y red de distribución de otros

sectores de la región puestos en funcionamiento meses antes del evento registraron daños muy pequeños. Los movimientos de tierra como grietas, deslizamientos, licuefacción se volvieron a presentar en este evento.



**FOTOGRAFIA 1.35** Grietas y deslizamientos de tierra, Kocaeli 1999  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**2001 Gujarat - India.** Este evento alcanzó una magnitud de 7.9  $M_L$  y generó gran destrucción. Se reportaron daños apreciables en la línea de ferrocarril, 650 km de las carreteras se vieron afectadas, de las cuales 100 km severamente, adicionalmente a ello daños menores a los puentes de la red vial nacional; dos de los más importantes puertos sufrieron gran daño estructural. El sistema de telecomunicaciones fue afectado en 147 intercambios y 82,000 líneas, así como algunos tramos de la red de fibra óptica. La red eléctrica registró daños en 45 subestaciones, los que provocaron el corte de energía en 9 ciudades y 925 centros poblados. El sistema de abastecimiento de agua fue golpeado severamente, situación que originó el desabastecimiento en 18

ciudades y 1340 centros poblados. Las actividades de refinería se paralizaron por falta del suministro de energía eléctrica.



**FOTOGRAFIA 1.36 Grietas provocadas por sismo, Gujarat 2001**  
(Foto: Base de Datos Institute of Physical and Chemical Research - RIKEN)

**2002 Alaska.** Este evento alcanzó una magnitud de 7.9  $M_w$ . Se concentró la atención sobre la tubería del sistema Trans Alaska, que fue interrumpido en un lapso muy corto para verificar posibles fugas, pero solo se tuvo daños en el sistema de soporte de las tuberías, lo que no implicó que se pusiese fuera de operación. Es apreciable este comportamiento toda vez que la tubería de acero de 48 pulgadas de diámetro recorre una distancia de 800 millas cruzando 3 sistemas montañosos y alrededor de 800 cursos de agua. Los movimientos de tierra como deslizamientos y licuefacciones se volvieron a presentar.



**FOTOGRAFIA 1.37** Daños sobre el sistema de tubería Trans Alaska (TAPS), Alaska 2002  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**2003 Colima – México.** Sismo que registró una magnitud estimada de 7.6  $M_w$ . Se reportaron daños en la red eléctrica y comunicaciones. Un aspecto resaltante es el hecho de que el agua en las cañerías brotó mezclada con lodo, debido al severo daño que sufrió la red correspondiente. Como consecuencia de los deslizamientos las vías terrestres se vieron bloqueadas.



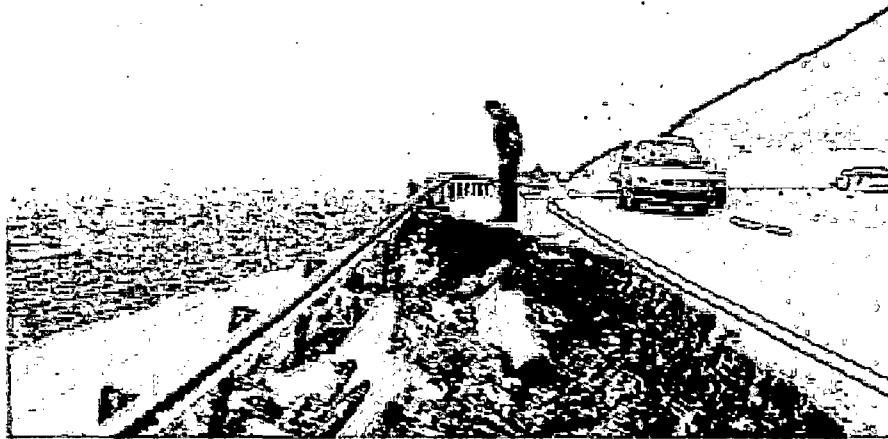
**FOTOGRAFIA 1.38** Daños producidos por sismo, Colima 2003  
(Foto: [www.flickr.com](http://www.flickr.com))

**2003 Bam – Irán.** Este sismo alcanzó una magnitud estimada de 6.6  $M_w$ . Se reportaron graves daños en la red eléctrica, comunicaciones y de abastecimiento de agua. Los efectos post sismo ocasionaron un número apreciable de víctimas, en especial por las bajas temperaturas que asolaban aquellos momentos a la zona devastada, frente a lo cual el gobierno no pudo cubrir el total de las necesidades.



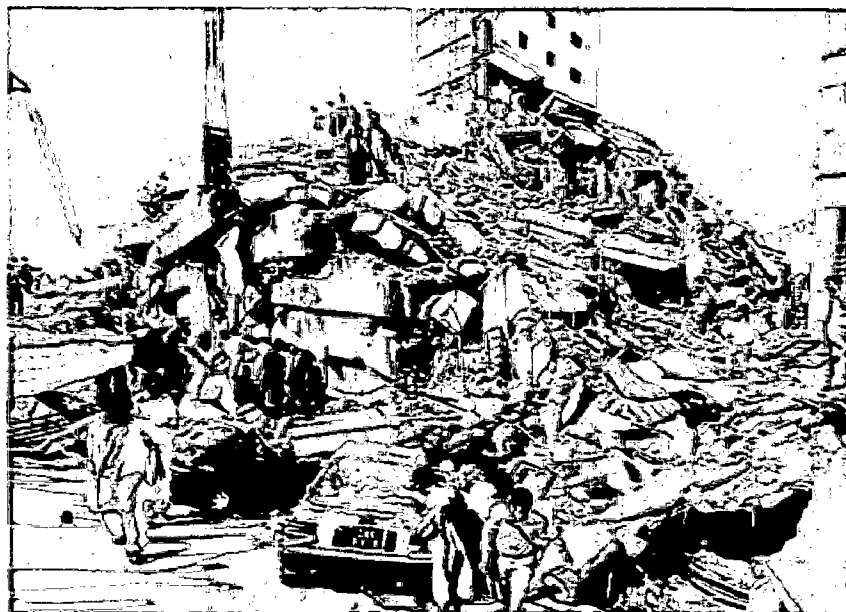
**FOTOGRAFIA 1.39 Daños producidos por sismo, Bam 2003**  
(Foto: [www.dw-world.de](http://www.dw-world.de) - LIFE)

**2005 Tarapacá – Chile.** Sismo con una magnitud estimada de 7.9  $M_w$ . El sismo ocasionó el inmediato corte de las líneas de agua y electricidad, y momentáneamente las de teléfono. Se generaron deslizamientos, que provocaron interrupciones en las vías urbanas e interurbanas.



**FOTOGRAFIA 1.40** Daños sobre vías interurbanas, Tarapacá 2005  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**2005 Kashmir – Pakistán.** Evento que alcanzó una magnitud estimada de 7.6  $M_w$ . Daños graves en los sistemas de agua y electricidad. Los deslizamientos presentados causaron fuertes daños en las carreteras.

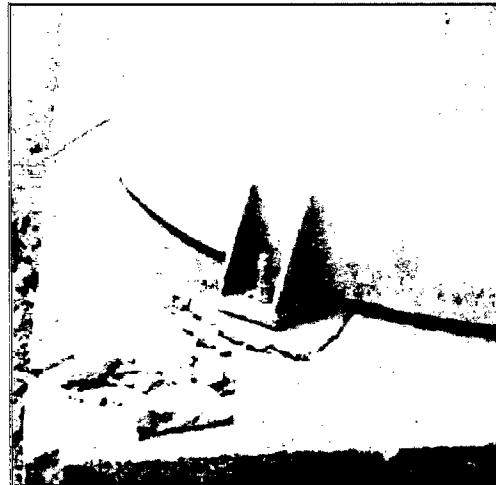


**FOTOGRAFIA 1.41** Daños ocasionados por el sismo, Kashmir 2005  
(Foto: [www.thepakistanquake.com](http://www.thepakistanquake.com))

**2007 Tocopilla – Chile.** Se ha establecido como magnitud del sismo el equivalente 7.7  $M_w$ . Provocó cortes en los sistemas de agua, electricidad y telecomunicaciones. Como consecuencia de las réplicas se generaron



adicionalmente roturas de estanques y matrices de agua. Los derrumbes provocaron daños en las carreteras. Específicamente en Tocopilla los daños en el sistema de abastecimiento de agua se ubicaron en las conexiones y soldaduras longitudinales de las tuberías de acero, así como en las conexiones y válvulas de los tanques de almacenamiento; así mismo los derrumbes afectaron las tuberías. Respecto de las líneas de desagüe, éstas tuvieron daños en la zona costera, siendo causados por los asentamientos de los rellenos de arena saturada.



**FOTOGRAFIA 1.42 Daños en tanque de filtro, Tocopilla 2007**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**2008 Sichuan – China.** El sismo alcanzó una magnitud de 7.9  $M_w$ . Ocasionó grandes daños en la red vial que incluye puentes, carreteras, túneles y ferrocarriles. Los sistemas de tuberías y embalses de agua también sufrieron daños. Se reportó que varias presas fueron afectadas por los deslizamientos producto del sismo, lo que se convirtió en un eminente desastre de inundación de los pueblos aguas abajo. Se reportó además que 8300 km de tuberías fueron afectadas, así como 839 tanques entre superficiales y elevados; dichos

daños tuvieron como origen las rupturas, deformaciones por ondas sísmicas, asentamientos, licuefacción, y deslizamientos. Estos últimos provocaron además que en las presas el agua se contamine, por lo cual el sistema de agua no se pudo recomponer de manera inmediata. Las redes de gas, electricidad y telecomunicaciones también sufrieron graves daños. Una situación relevante fue el daño ocasionado a una planta química, el mismo que provocó pérdidas humanas adicionales a las que dejó el sismo.



**FOTOGRAFIA 1.43 Daños en tanque elevado, Sichuan 2008**

*(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)*

**2009 Cinchona – Costa Rica.** Este sismo fue reportado con una magnitud de 6.2  $M_w$ . El sismo y los posteriores deslizamientos y avalancha provocaron graves daños en 46 partes de carreteras de mayor y menor importancia, 13 puentes y 20 sistemas de agua. Adicionalmente se registraron 24,499 servicios domiciliarios dañados. La energía eléctrica fue interrumpida y es la que sufrió mayores daños; se reporta la reparación de 136 km de redes de distribución, la que además se vio comprometida con los daños en la represa hidroeléctrica de Cariblanco, como consecuencia de los deslizamientos.



**FOTOGRAFIA 1.44** Deslizamientos como consecuencia de sismo, Cinchona 2009  
(Foto: [www.landslides-gib.blogspot.com](http://www.landslides-gib.blogspot.com))

**2009 L'Aquila – Italia.** El sismo alcanzó una magnitud de 6.3  $M_w$ . Se reportaron daños menores principalmente en las vías de alto tránsito y carreteras internas, igualmente la red ferroviaria; un puente fue el que sufrió más daño y quedó temporalmente fuera de servicio. Las líneas de transmisión eléctrica y de gas tuvieron un buen desempeño, registrando daños menores, pero el servicio siguió siendo brindado a la población. Respecto del sistema de agua el mayor daño ocurrió por la ruptura de una tubería de conducción al sistema principal, adicionalmente a ello rupturas menores en el sistema de distribución. El sistema de telefonía sufrió interrupciones menores.



**FOTOGRAFIA 1.45 Daños del sismo de L'Aquila 2009**

*(Foto: [www.cricketdiane.wordpress.com](http://www.cricketdiane.wordpress.com))*

**2009 Honduras.** Este sismo alcanzó una magnitud de 7.3  $M_w$ . Los mayores daños se registraron en carreteras y puentes; daños menores en las redes de agua y electricidad. Una situación importante se registró por la ruptura del cable de fibra óptica ubicada a unos 200 km de Guatemala, lo que provocó problemas en la red de internet de América Latina. Otro de los lugares que registraron fuertes daños fue Puerto Cortez, lo que obligó a la interrupción parcial de sus actividades.



**FOTOGRAFIA 1.46 Daños en puente, Honduras 2009**

*(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)*

**2010 Haiti.** Sismo que registró una magnitud de 7.0  $M_w$ . Se registraron graves daños en los sistemas eléctricos, agua y comunicaciones, así como en la red vial y la comunicación portuaria.

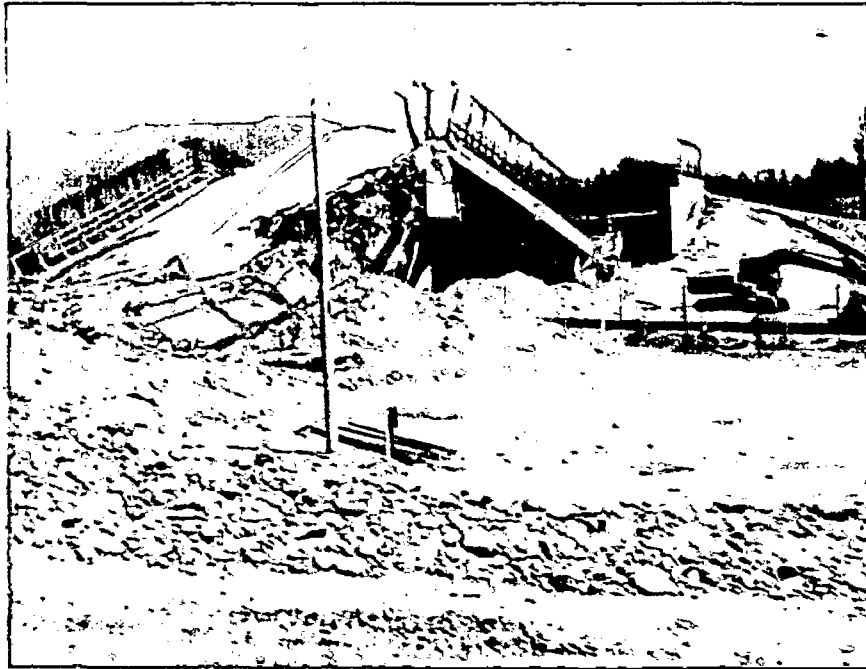


**FOTOGRAFIA 1.47 Daños en Puerto Príncipe, Haití 2010**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

**2010, Chile.** Evento sísmico que alcanzó una magnitud de 8.8  $M_w$ . El sistema de energía eléctrica colapsó debido a la caída de postes, cortes de cables, fallas en algunas subestaciones, comprometiendo el funcionamiento de la telefonía móvil, fija y el suministro de agua potable en los sitios en que se requería energía. Si bien la distribución del sistema de suministro de agua sufrió daños, estos fueron menores; en corto lapso se pudo reponer el servicio en un gran porcentaje de la zona siniestrada. Situación similar se produjo en la red de gas, con número de rupturas bastante bajo que rápidamente fueron reparadas. El servicio de telefonía tuvo serios problemas en los momentos post sismo, sin embargo logró recuperarse paulatinamente; el sistema de internet básicamente siguió funcionando sin mayor dificultad. Los sistemas



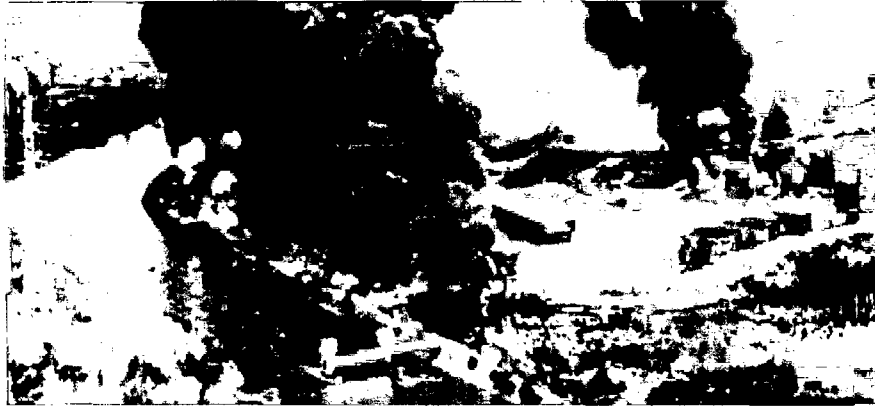
viales y puentes. fueron las infraestructuras más afectadas, teniendo que repararse de estos últimos unos 20 y otros tantos reconstruidos totalmente.



FOTOGRAFIA 1.48 Daños en Red Vial, Chile 2010

(Foto: Base de Datos CNN)

**2011, Japón.** Evento sísmico que alcanzó una magnitud de 9.0  $M_w$ . Se registraron daños en las redes de electricidad, gas, suministro de agua potable, desagüe y de teléfonos y, entre otros, daños en grandes depósitos de líquidos y de combustibles que derivaron en la ocurrencia de importantes incendios. Se observaron extensos efectos de licuación de terrenos y numerosas fallas de terraplenes y muros de contención, que afectaron el sistema vial y férreo, causando la interrupción de las comunicaciones terrestres, entre los que se menciona la línea Tohoku del Shinkansen o tren bala, cuyo viaducto fue afectada a raíz de la ocurrencia de daños en sus columnas de apoyo.

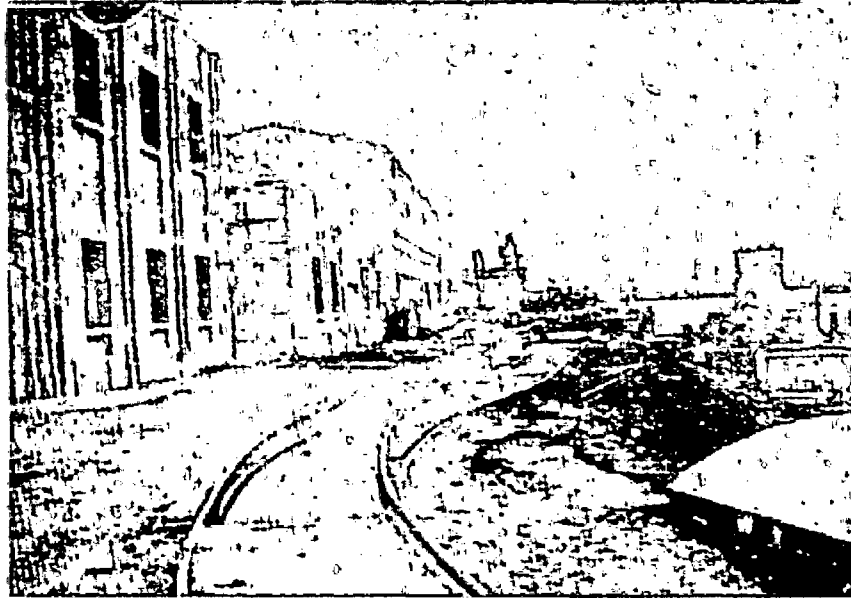


**FOTOGRAFIA 1.49 Incendios en el Puerto de Sendai, Japón 2011**  
(Foto: Base de Datos Universidad de Tokyo)

## **I.2 SISMOS PERUANOS**

Considerando que en el presente trabajo se pretende brindar información para recomendaciones en el diseño sísmico de conductos enterrados en el país, Perú, a continuación se muestra una recopilación de datos en este aspecto de los sismos ocurridos.

**1940 Lima - Perú.** Este sismo alcanzó una magnitud de 8.0  $M_s$ . Se registraron daños en vías urbanas e interurbanas asociadas a movimientos de tierras como derrumbes, grietas superficiales y licuefacción de suelos. Se observó expulsión de lodo semilíquido en las grietas. La Panamericana Norte quedó interrumpida; de igual forma se registraron daños como asentamientos en la zona portuaria del Callao y en la vía férrea de acceso.



FOTOGRAFIA 1.50 Daños en Vía Férrea, Lima 1940  
(Foto: Revista Universidad Católica)

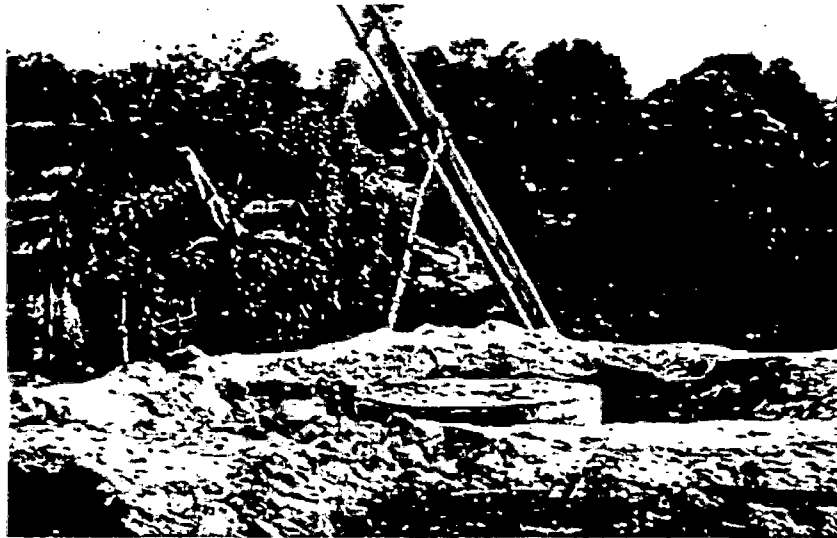
**1970 Ancash – Perú.** Sismo que registró una magnitud de 7.8  $M_s$ . Las líneas telefónicas y de abastecimiento de agua quedaron seriamente dañadas. La energía eléctrica se interrumpió, quedando solamente operativa en un 10% en los departamentos de Ancash y La Libertad, sumado al hecho que la Central Hidroeléctrica de Huallanca había quedado seriamente dañada. De igual forma las carreteras de acceso fueron bloqueadas por los derrumbes presentados. Las redes de alcantarillado quedaron fuera de servicio en 18 ciudades y en 81 localidades menores. Respecto de la infraestructura de irrigación, quedó inhabilitada en varios sectores, dejándose de servir a 110 mil hectáreas. Las carreteras sufrieron daños en un 70% en los departamentos de La Libertad y Ancash y un 40% en las provincias de Chancay y Cajatambo en el Departamento de Lima. Entre las características más sobresalientes de este evento se puede mencionar el fenómeno de licuefacción en la zona costera, presencia de derrumbes y aluvión en la zona andina, eyección de agua, arena y lodo.





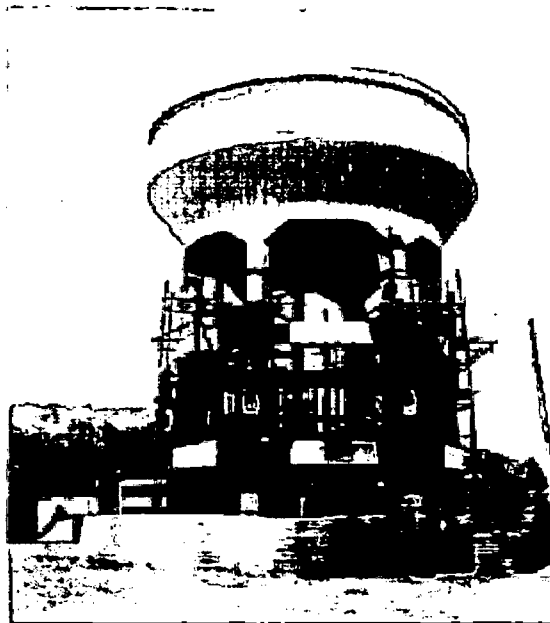
FOTOGRAFIA 1.51 Daños en buzón debido a licuación, Ancash 1970  
(Foto: Diario El Comercio)

**1990 Rioja – Perú.** Este movimiento sísmico alcanzó una magnitud de 6.2  $M_b$ . Las carreteras presentaron grietas en diferentes puntos y afloramiento de los rellenos en los accesos a los puentes Romero y Negro. Respecto de las comunicaciones los daños de los locales y postes de este servicio originaron el corte del mismo. Se reportaron daños en canales de riego principales y de derivaciones, lo que imposibilitó el cultivo de unas 5000 Ha de arroz. La tubería matriz del sistema de agua fue seriamente dañada. El sistema eléctrico fue afectado notablemente con la pérdida del 85% de las redes así como equipos de transformadores. También fueron observados los movimientos de tierra como grietas, deslizamientos y licuefacciones.



FOTOGRAFIA 1.52 Daños en estación de bombeo y subestación eléctrica, Rioja 1990  
(Foto: Diario El Comercio)

**1996 Nazca – Perú.** Sismo que tuvo una magnitud de 7.3  $M_s$ . Los sistemas de agua y alcantarillado no sufrieron mayores daños, con excepción de tanques elevados, con daños mayores en Palpa y Nazca. Se reportaron derrumbes y caídas de rocas en carreteras secundarias, y menores daños en la Carretera Panamericana. Adicionalmente se presentó el fenómeno de licuefacción cerca de la cimentación de un puente denominado Yauca.



FOTOGRAFIA 1.53 Daños y reparación Tanque Elevado, Nazca 1996  
(Foto: Diario El Comercio)



**2001 Arequipa – Perú.** Este evento tuvo una magnitud de 6.9  $M_s$ . En la ciudad de Arequipa se produjo la ruptura de la matriz principal de agua potable, pese a ello no se comprometió el funcionamiento del servicio. En el área rural del departamento de Arequipa 10 de los 142 sistemas de abastecimiento de agua fueron afectados; respecto del sistema de alcantarillado, no sufrieron daños mayores, con excepción de Camaná, donde se produjo la ruptura del colector principal de aguas residuales. En lo que respecta al departamento de Moquegua, en la capital de este último se registraron varios daños, tanto en la planta de tratamiento como en el sistema de distribución de agua y, si bien se reanudó el servicio 48 horas después del sismo, continuaron las fugas. Adicionalmente se registró que 3 de cada 4 muestras de agua presentaban coliformes fecales, lo que indicaría que la ruptura del sistema de alcantarillado pudo contaminar en ciertos sectores la red de distribución de agua. En la provincia de Ilo el abastecimiento de agua colapsó como consecuencia de los daños en dos captaciones, logrando reanudarse el servicio 8 días después. En el sector rural un tercio de los sistemas sufrieron daños y 5% fueron destruidos; 5 de los 41 sistemas de desagüe fueron destruidos, registrándose además daño en 19 de ellos. Los más afectados fueron los sistemas de tratamiento. En el departamento de Tacna los canales y reservorios responsables del abastecimiento de agua fueron dañados, lo que obligó a un racionamiento por un lapso de 30 días. En la zona urbana el sistema de alcantarillado tuvo daños menores, siendo lo más saltante que una de lagunas de oxidación para el tratamiento de los desagües quedó inoperativa. En la zona rural los sistemas de alcantarillado sufrieron daños menores. Se reportaron daños en las

carreteras, referidos fundamentalmente a derrumbes, asentamientos y grietas en superficie.



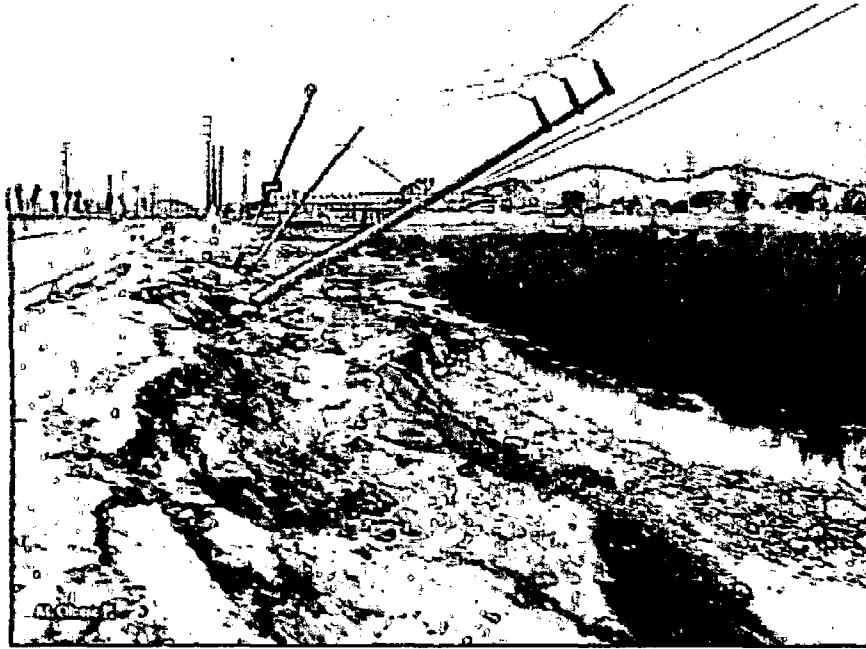
FOTOGRAFIA 1.54 Daños en Carreteras, Arequipa 2001  
(Foto: Diario El Comercio)

**2005 Lamas – Perú.** Sismo que registró una magnitud de 7.5  $M_w$ . El sistema eléctrico se interrumpió durante el evento y el sistema de comunicaciones tuvo serios problemas. Los sistemas de agua y alcantarillado sufrieron daños. Por reportes de pobladores de la zona se estima que este último contaminó al sistema de agua. La red vial fue interrumpida en varios tramos como consecuencia de movimientos de tierra como deslizamientos, grietas y licuefacción.



**FOTOGRAFIA 1.55** Fenómeno de Licuefacción de suelo, Lamas 2005  
(Foto: Diario El Comercio)

**2007 Pisco – Perú.** Este evento presentó una magnitud de 7.9  $M_w$ . En Chincha el sistema de agua y alcantarillado colapsó, interrumpiendo el servicio. El abastecimiento de agua de esta ciudad es mediante bombeo de pozos de agua subterránea; las electrobombas dejaron de funcionar al interrumpirse el servicio eléctrico. En Pisco igualmente colapsaron los sistemas de agua y alcantarillado. En algunos sectores de Paracas las rupturas en la red de agua potable provocaron una inundación parcial de la referida localidad. En Ica el sistema de agua potable colapsó, vinculado a la interrupción del servicio de energía eléctrica; la red de alcantarillado en esta ciudad presentó rupturas en varios colectores. La red vial y en especial la Panamericana también registraron daños en varios puntos de la carretera así como en el puente Huamaní, vinculados principalmente a efectos de movimientos de tierras como derrumbes, deslizamientos laterales y licuefacciones de suelo. El sistema eléctrico fue el más golpeado, al fallar decenas de postes de transmisión. Los sistemas de comunicación también presentaron serios inconvenientes.



**FOTOGRAFIA 1.56 Daños en Sistema Eléctrico, Pisco 2007**  
(Foto: Diario El Comercio)

## CONCLUSION

Como es posible observar a lo largo del registro histórico sísmico, las líneas de vida y por ende los conductos han sido siempre elementos que han sufrido daños, y que en muchos de los casos han provocado efectos de cascada al comprometer otras líneas que dependen directa o indirectamente de ellas, resumidos en grandes pérdidas económicas en los países en los cuales se han suscitado. Inclusive en algunos de ellos los daños por los efectos post sismo han sido mayores que en el evento mismo.



## **CAPITULO II**

# **AMENAZAS SOBRE LAS TUBERIAS**

Los conductos enterrados están sujetos a dos tipos de daños principales ocasionados por los sismos, conocidos como Deformaciones Permanentes y Deformaciones Transitorias del Suelo.

### **II.1 DEFORMACIONES PERMANENTES DEL SUELO (DPS)**

Podría definirse este efecto como los cambios de características geométricas y físicas de una masa de suelo como consecuencia de la aplicación de una fuerza, que en este caso en particular la constituye el sismo. Las principales DPS involucradas con los sistemas de tuberías son las siguientes: falla superficial, derrumbes, desplazamientos (desparramamientos) laterales debido a la licuefacción del suelo y asentamientos sísmicos; la influencia de daño de estos fenómenos sobre los conductos está asociada a dos parámetros: la cantidad y la extensión espacial de la DPS.



## 1.- FALLA

Es la discontinuidad entre dos porciones de corteza terrestre a lo largo de los cuales pueden ocurrir movimientos relativos. Los principales tipos de falla conocidos son los siguientes:

- 1.1 FALLA DE DESGARRAMIENTO: En este tipo de falla predomina el movimiento horizontal entre las porciones de corteza terrestre, situación que deforma y provoca en el conducto principalmente esfuerzos de tensión o compresión, dependiendo del ángulo de intersección entre la tubería y la dirección de la falla.
- 1.2 FALLA NORMAL: Caracterizada por que el movimiento predominante entre las porciones de corteza terrestre es vertical, y la porción sobresaliente se mueve hacia abajo, lo cual básicamente deforma en tensión a las tuberías.
- 1.3 FALLA REVERSA : El movimiento predominante de los bloques de corteza terrestre es vertical, y la porción sobresaliente se mueve hacia arriba, la que deforma básicamente en compresión a las tuberías.



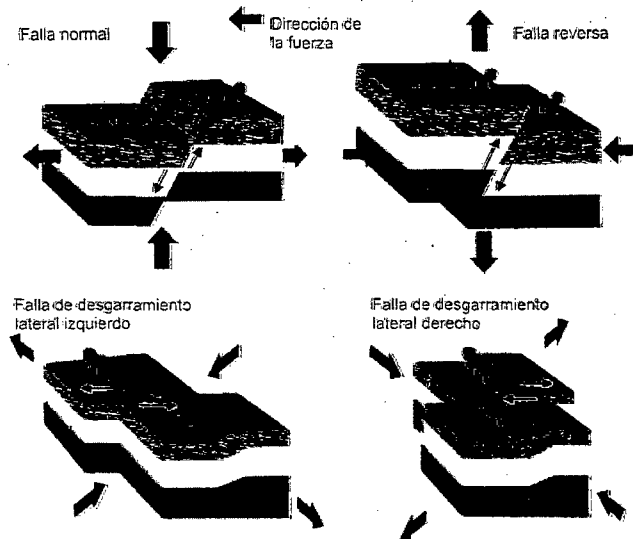


FIGURA 2.1 Tipos de Fallas Superficiales

Durante muchos años se viene estudiando la relación entre el comportamiento de las fallas superficiales y la magnitud del sismo. Se han establecido varias relaciones empíricas; en este caso en particular se indican a continuación las expresiones formuladas por Wells y Coppersmith (1994), quienes relacionaron el desplazamiento de la falla con la magnitud de momento del sismo. Para ello tomaron una base de datos de 421 sismos históricos, de los cuales seleccionaron 244. Respecto del Perú tomaron los suscitados en Ancash 1946, Pariahuanca 1969, Huaytapallana 1969 y Cuzco 1986, proponiendo las siguientes expresiones:

$$\log \delta_f = - 6.32 + 0.90M, \text{ para fallas de desgarramiento.} \quad (2.1)$$

$$\log \delta_f = - 4.45 + 0.63M, \text{ para fallas normales.} \quad (2.2)$$

$$\log \delta_f = - 0.74 + 0.08M, \text{ para fallas reversas.} \quad (2.3)$$



Donde:

$\delta_f$  : Desplazamiento de la falla en metros.

M : Magnitud de momento del sismo.

Por otro lado consideran que si una falla no es muy bien conocida y no es posible una identificación del tipo al que corresponde, alternativamente podría emplearse la siguiente expresión:

$$\log \delta_f = - 4.80 + 0.69M, \text{ para todo tipo de falla.} \quad (2.4)$$

## 2.- DERRUMBES

Pueden definirse como masas de suelo en movimiento, provocado por vibración sísmica. Existen gran variedad de sistemas de clasificación de los fenómenos de derrumbes, pero se tomará el desarrollado por Varnes, quien adopta como parámetros base los movimientos del suelo, la geometría del deslizamiento y el tipo de material de la zona. Las categorías de esta clasificación son las siguientes: caídas, derribamientos, deslizamientos, propagación (desparramamiento) y flujos.

Considerando los diversos efectos de estos fenómenos sobre las tuberías, Meyersohn (1991) estableció tres tipos de derrumbes ligados a estos últimos:

- Tipo I : Caídas y derribamientos de rocas, las cuales pueden causar daño a las tuberías sobre la superficie del suelo por el impacto directo

de las rocas caídas; en cambio en las tuberías enterradas su efecto es relativamente pequeño.

- Tipo II: En este grupo se incluye los flujos de tierra y flujos de escombros, en los cuales el material transportado se comporta como un fluido viscoso. Pese a que estos fenómenos pueden provocar grandes movimientos, el cálculo de estos últimos aún resulta un tanto complejo para poder predecirlos.
- Tipo III: Se incluyen en este grupo los asentamientos y deslizamientos del suelo, en los cuales los movimientos de las tierras se comportan aproximadamente como un bloque. Este tipo de fenómeno se genera a lo largo de deflexiones topográficas naturales, cursos de río y terraplenes, zonas que normalmente son atravesadas por tuberías.

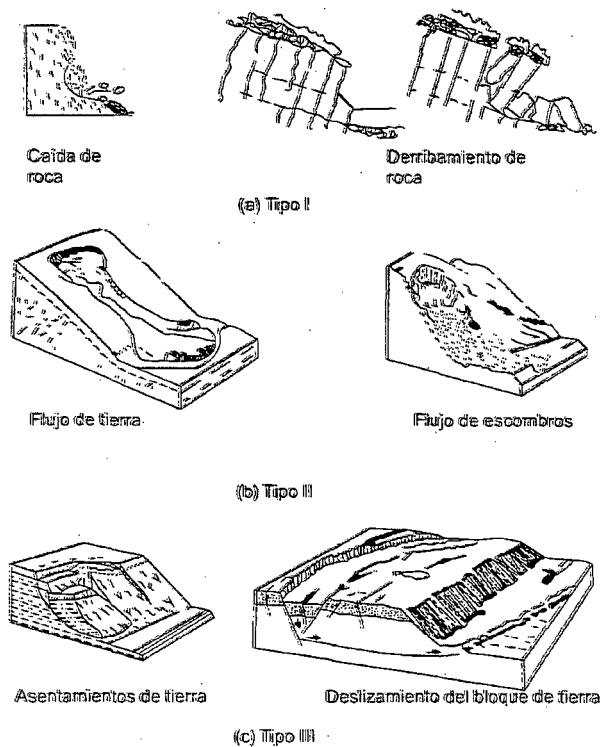


FIGURA 2.2 Tipos de derrumbes



De los tres tipos de movimientos de tierra antes descritos, el que tiene mayor importancia por el daño que puede causar a las tuberías enterradas y cuyas características han sido estudiadas con mayor detalle, corresponde al Tipo III, el cual se desarrollará en adelante.

Un modelo analítico sobre el cálculo de la cantidad esperada de movimiento de un derrumbe fue desarrollado en 1993 por Jibson y Keefer, quienes encontraban una superficie de falla crítica a partir de la generación aleatoria de superficies de corrimiento, calculando un factor de seguridad. Este último es la relación entre la suma de las fuerzas resistentes y la suma de las fuerzas que tienden a causar el movimiento. Entonces la superficie de falla crítica es aquella superficie de corrimiento con el menor factor de seguridad. El modelo analítico en descripción se basa en el Modelo de Bloque de Newmark, en el cual la aceleración crítica fue definida como:

$$a_c = g (FS - 1) \text{ sen } \alpha \quad (2.5)$$

Donde:

$\alpha$  : Angulo de inclinación de la pendiente.

$g$  : Aceleración debida a la gravedad.

$FS$  : Factor de seguridad

A partir de los registros de aceleración del suelo mayores a la aceleración crítica y mediante una doble integración se calcula el desplazamiento del bloque.



Jibson y Keefer, consideraron un rango de aceleraciones críticas entre 0.02g y 0.4g, intervalo que contiene la mayoría de derrumbes inducidos por sismos. Es así que plantean la siguiente función de regresión:

$$\log D_N = 1.460 \log I_a - 6.642 a_c + 1.546 \quad (2.6)$$

$$I_a = \frac{\pi}{2g} \int [a(t)]^2 dt \quad (2.7)$$

Donde:

$D_N$  : Desplazamiento de Newmark en cm.

$I_a$  : Intensidad de Arias en m/s.

$a(t)$  : Aceleración del suelo en un instante.

### 3.- DESPLAZAMIENTO LATERAL

El desplazamiento lateral es inducido por un proceso de licuefacción, el mismo que provoca que suelos saturados no consolidados y no cohesivos pierdan su resistencia al corte debido a vibraciones del terreno, que temporalmente se transforma en un estado licuado, al que se asocian dos posibles resultados: flujo o desplazamiento lateral del suelo licuefactado. Se conoce que el movimiento del suelo por el desplazamiento lateral ocurre tanto en dirección horizontal como vertical, aunque este último es más pequeño; por ello los estudios al respecto generalmente consideran únicamente al movimiento horizontal.

La dirección del movimiento de un desplazamiento lateral es controlada por la geometría.

Existen cuatro características geométricas del desplazamiento lateral que influyen directamente en la respuesta de una tubería en un plano horizontal, siendo los siguientes: Magnitud del movimiento, ancho y longitud de la zona y patrones de distribución del movimiento del suelo en la zona.

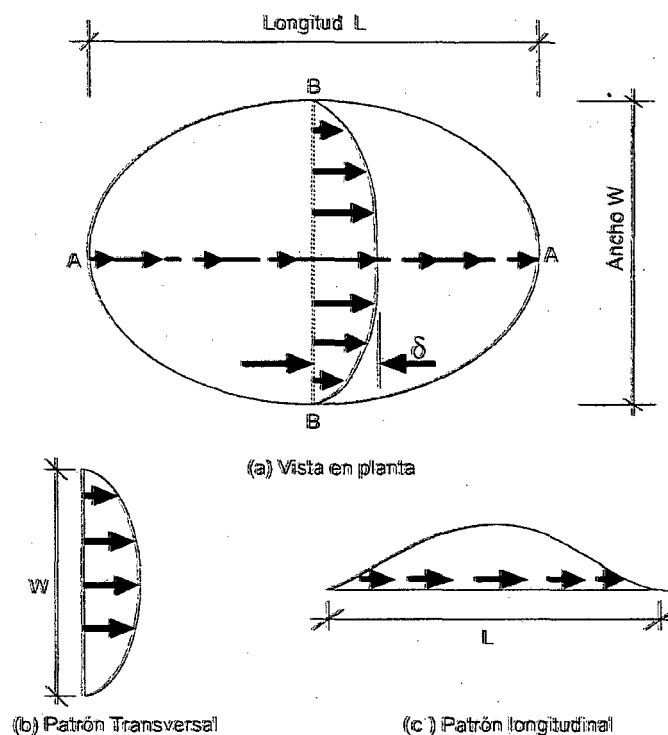


FIGURA 2.3 Parámetros del desplazamiento lateral

### 3.1 MAGNITUD DE MOVIMIENTO DE DPS

El potencial de daño de una deformación permanente del suelo (DPS) sobre una tubería está relacionado directamente con la magnitud de



movimiento del suelo, la longitud y ancho de la zona de DPS y los patrones de deformación.

Existen numerosos modelos numéricos, analíticos y empíricos que han sido propuestos con la finalidad de estimar la cantidad de movimiento de DPS debido a la licuefacción; para el presente trabajo se ha tomado como referencia las expresiones empíricas propuestas por Bartlett y Youd (1992), según lo siguiente:

- Para condiciones de pendiente suave del suelo

$$\log(\delta + 0.01) = -15.787 + 1.178M - 0.927 \log R_d - 0.013 R_d + 0.429 \log S + 0.348 \log T_{15} + 4.527 \log(100 - F_{15}) - 0.922 D_{50,15} \quad (2.8)$$

- Para DPS en la cara libre

$$\log(\delta + 0.01) = -15.787 + 1.178M - 0.927 \log R_d - 0.013 R_d + 0.429 \log Y + 0.348 \log T_{15} + 4.527 \log(100 - F_{15}) - 0.922 D_{50,15} \quad (2.9)$$

Donde:

$\delta$  : Desplazamiento horizontal permanente del suelo, en m.

M : Magnitud de momento del sismo.

$R_d$  : Distancia epicentral, en km.

S : Pendiente del suelo, en %.

Y : Proporción de cara libre, en %.

$F_{15}$  : Es el contenido promedio de finos en  $T_{15}$ , en %.

$D_{50,15}$  : Tamaño de grano medio en  $T_{15}$ , en mm.

$T_{15}$  : Espesor de suelo saturado no cohesivo con valor SPT menor a 15, en m.

Como se observa en ambas ecuaciones se incluyen los efectos de la vibración del sitio, propiedades del suelo y topografía del lugar. Los valores obtenidos a partir de la formulación empírica descrita normalmente dan valores con un factor de dos sobre los valores realmente observados.

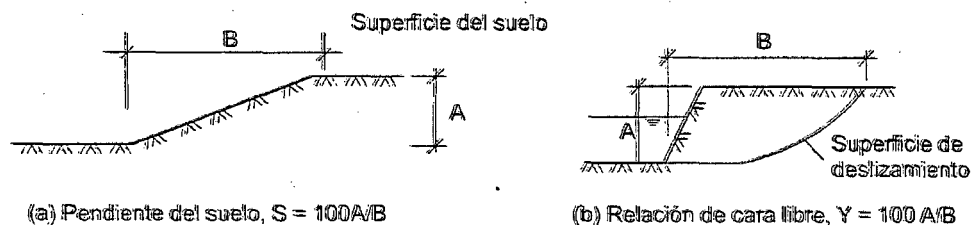


FIGURA 2.4 Parámetros para cálculo DPS – Desplazamiento Lateral

### 3.2 EXTENSION ESPACIAL: ANCHO Y LONGITUD DE LA ZONA

El ancho y longitud de una zona de DPS, tiene una fuerte influencia sobre la respuesta de las tuberías ante estos fenómenos. Pese a la importancia de estos parámetros, la información con que se cuenta aún es muy restringida. Suzuki y Masuda (1991) plotearon en diagramas de dispersión la información de campo referente al ancho de la zona de DPS vs. cantidad de DPS a partir de la cara libre, rescatándose como información sobresaliente que el rango de ancho oscila entre 80 a 600 m, y que el desplazamiento lateral tiende a aumentar con el incremento del ancho de la zona de DPS. Debe indicarse que estos valores fueron obtenidos de los registros de los sismos de Niigata (1964) y Nihonkai Chubu (1983).



Bartlett y Youd (1992), plotearon diagramas de dispersión sobre información de campo referente a la longitud de la zona de DPS vs. cantidad de DPS a partir de la cara libre, mencionándose como sobresaliente el hecho de que el valor de la longitud esta por debajo de los 400 m con la mayor concentración de valores menores a 200 m; además el desplazamiento lateral tiende a disminuir con el incremento de la longitud de la zona de DPS.

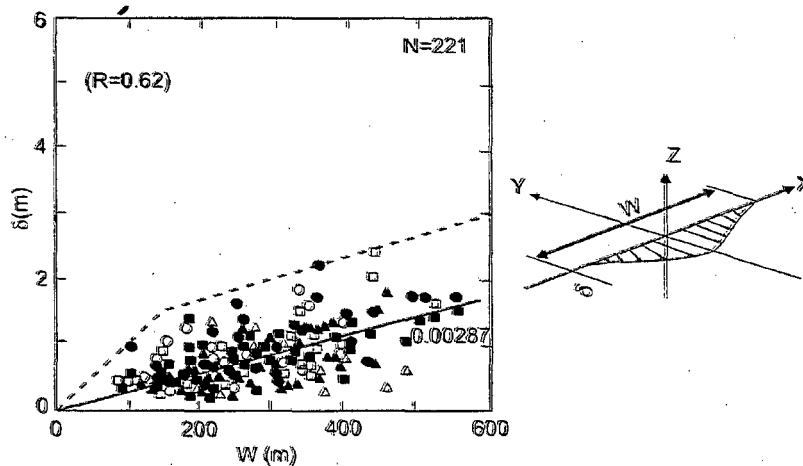


FIGURA 2.5 Registro de datos de la magnitud del ancho de movimiento de DPS vs. Ancho de la zona de desplazamiento lateral de la cara libre ( Ref. Bibliográfica [22] )

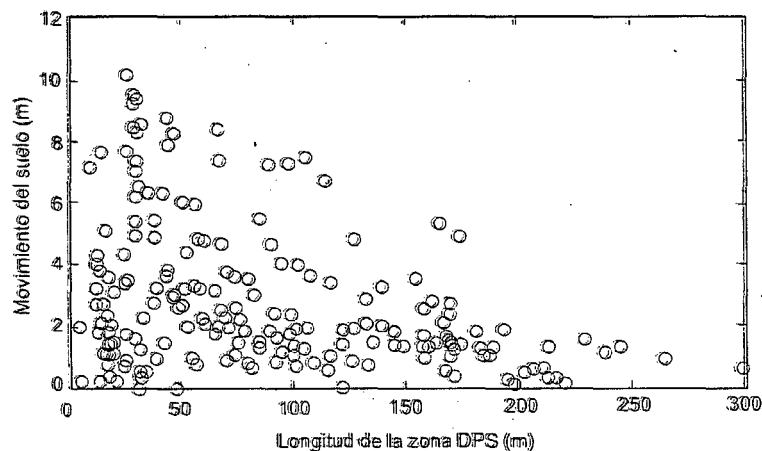


FIGURA 2.6 Registro de datos de magnitud longitudinal de movimiento de DPS vs. Longitud de la zona de desplazamiento Lateral de la cara libre (Ref. Bibliográfica [22] )

### 3.3 PATRONES DE DPS

Los patrones de distribución de DPS, se presentan tanto en dirección longitudinal como transversal en la zona de desplazamiento lateral. Hamada (1986) presentó una recopilación de información de patrones de distribución longitudinal de DPS de los sismos de Niigata (1964) y Nihonkai Chubu (1983), en los que se insinuaba una relativa uniformidad de valores a todo lo largo de la zona de desplazamiento lateral, un ejemplo de estos patrones de información se muestran en la figura 2.7.

La información sobre patrones de distribución transversal de DPS es aún más limitada y compleja. En la figura 2.8 se presenta un patrón observado en el sismo de Niigata (1964).

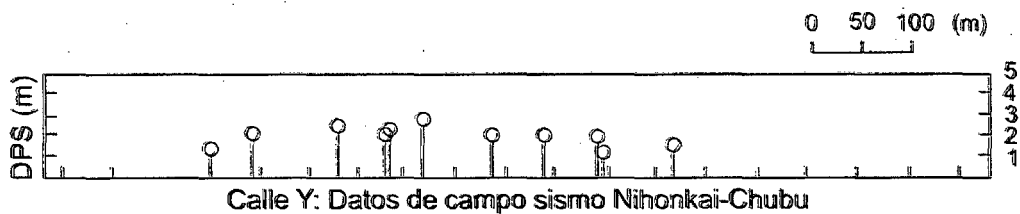


FIGURA 2.7 Ejemplo de Patrón de DPS Longitudinal – Sismo de Nihonkai Chubu  
(Ref. Bibliográfica [22] )

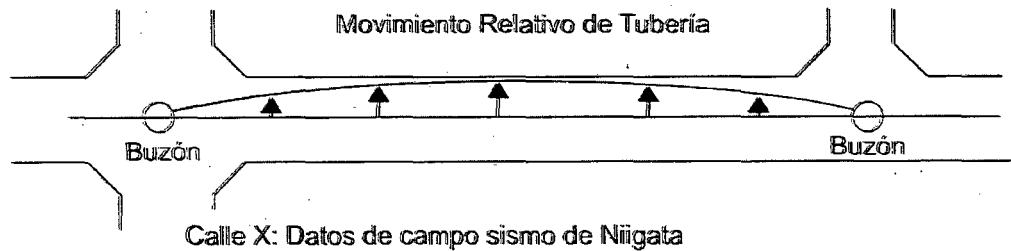


FIGURA 2.8 Ejemplo de Patrón de DPS Transversal – Sismo de Niigata  
(Ref. Bibliográfica [22] )



#### 4.- ASENTAMIENTO SISMICO

Los sismos provocan hundimientos que pueden ser causados por densificación de arena seca, consolidación de arcillas o consolidación de suelos licuefactables. De estos tres tipos los asentamiento de suelo inducidos por la licuefacción son algo más importantes, ya que ellos pueden conducir a un gran movimiento del suelo y consecuentemente a un grave daño sobre los sistemas de conductos enterrados. Existen diversos modelos que han buscado determinar el valor del asentamiento del suelo; para este caso se mencionan dos de ellos.

Tokimatsu y Seed (1987), desarrollaron un procedimiento analítico para evaluar el asentamiento del suelo en arenas saturadas sin movimiento por desplazamiento lateral, como se indica:

$$\delta = \sum (\epsilon_v)_i h_i, \quad i=1,2,\dots,n. \quad (2.10)$$

Donde:

$\delta$  : Asentamiento del suelo.

$\epsilon_v$  : Deformación volumétrica para capa de suelo de arena saturada.

$h$  : Espesor de la capa.

$n$  : Número de capas de arena con diferente valor N de prueba SPT.

La deformación volumétrica puede ser calculada a partir de la figura 2.9 mostrada, la que depende del valor N de la prueba SPT corregida ( $(N_i)_{60}$ )

y la relación de esfuerzo cíclica, la misma que es calculada mediante la siguiente expresión:

$$\frac{\tau_{prom}}{\sigma'_o} = 0.65 \frac{a_{max}}{g} \cdot \frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \cdot r_d \quad (2.11)$$

Donde:

$a_{max}$  : Es la aceleración máxima de la superficie del suelo

$\sigma_o$  : Presión total de sobrecarga

$\sigma'_o$  : Presión inicial efectiva de sobrecarga.

$r_d$  : Factor de reducción de esfuerzo, 1 en la superficie y 0.9 a 10 m. de profundidad.

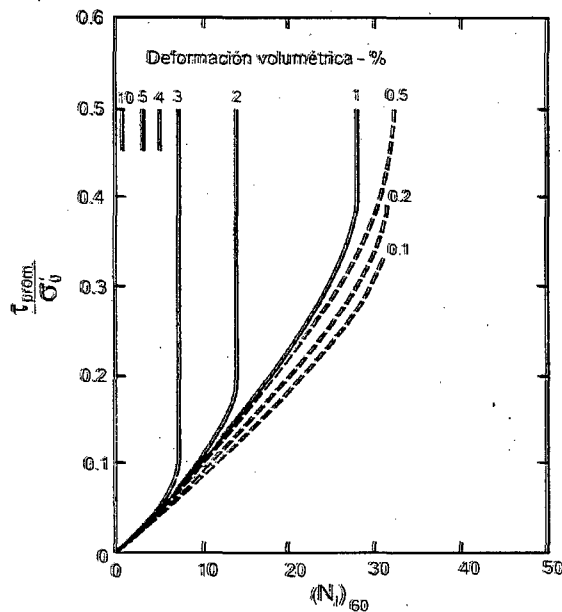


FIGURA 2.9 Relación entre el esfuerzo cíclico  $(N_1)_{60}$  y la deformación volumétrica para arenas saturadas (Ref. Bibliográfica [22] )



Takada y Tanabe (1988) desarrollaron dos ecuaciones de regresión empírica para calcular los asentamientos del suelo provocados por la licuefacción tanto en terraplenes como en sitios planos o llanos, efectuados a partir de 404 observaciones en 5 sismos japoneses, las mismas que a continuación se indican:

Para terraplenes

$$\delta = 0.11H_1H_2\alpha_{max}/N + 20 \quad (2.12)$$

Para sitios planos o llanos

$$\delta = 0.30H_1\alpha_{max}/N + 2 \quad (2.13)$$

Donde:

$\delta$  : Asentamiento del suelo en cm.

$H_1$  : Espesor de la capa de arena saturada en m.

$H_2$  : Altura del terraplén en m.

N : Valor N de prueba SPT en la capa arenosa.

$\alpha_{max}$  : Aceleración del suelo en gals.

## II.2 DEFORMACIONES TRANSITORIAS DEL SUELO (DTS)

La deformación transitoria del suelo (DTS) está asociada directamente con la propagación de las ondas sísmicas, las mismas que para un sitio en particular presentan parámetros pico del movimiento del suelo como



velocidades y aceleraciones. Los efectos de la propagación de las ondas sísmicas empleadas en el análisis y diseño de las tuberías enterradas están caracterizados por la deformación del suelo y la curvatura.

## 1.- ONDAS SISMICAS

Se considera dos tipos de ondas sísmicas: ondas de cuerpo y ondas superficiales, las primeras se propagan por debajo de la superficie terrestre, en tanto que las segundas lo hacen sobre la superficie del suelo.

Las ondas de cuerpo que son provocadas como consecuencia de una falla sísmica, incluyen a su vez dos tipos: ondas compresionales, denominadas también ondas P, y las ondas de corte, conocidas como ondas S. Las ondas P se propagan en dirección paralela al movimiento del suelo generando esfuerzos de compresión y tensión alternadamente; las ondas S se propagan en dirección perpendicular al movimiento del suelo.

Las ondas de superficie se producen como consecuencia de la refracción y reflexión de las ondas de cuerpo en la superficie del suelo e incluyen dos tipos principales: ondas Love, también conocidas como ondas L y las ondas Rayleigh, llamadas ondas R. La amplitud del movimiento de estas ondas disminuye a medida que se profundiza respecto de la superficie del suelo. Las ondas L se relacionan con movimiento a lo largo de una línea horizontal perpendicular a la dirección de propagación; mientras que las ondas R trazan movimientos elípticos (retógrados) en un plano vertical



con la componente horizontal del movimiento paralela a la dirección de propagación.

## 2.- RELACIONES DE ATENUACION

Durante varios años, muchos investigadores han propuesto una serie de relaciones de atenuación que permitan de manera simple obtener los parámetros máximos relacionados a desplazamientos, velocidades y aceleraciones del suelo, la mayoría de ellas en función de la magnitud del sismo, distancia de la zona de estudio al epicentro y condiciones locales.

### 2.1 ACELERACIONES

Youngs, Chiou, Silva y Humphrey (1997), plantearon una relación de atenuación para estimar la máxima aceleración del suelo, que se presenta a continuación:

- Para Suelos Tipo Roca

$$\begin{aligned} \ln y = & 0.2418 + 1.414M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(r_{rup}) \\ & + 1.7818 \times e^{0.554M} + 0.00607H \\ & + 0.3846Z_T \end{aligned} \quad (2.14)$$

- Para Depósitos de Suelos Profundos

$$\begin{aligned} \ln y = & -0.6687 + 1.438M + C_1 + C_2(10 - M)^3 + C_3 \ln(R) \\ & + 1.097 \times e^{0.617M} + 0.00648H \\ & + 0.3643Z_T \end{aligned} \quad (2.15)$$

Donde:

$y$  : Aceleración espectral del suelo (g)



$M$  : Magnitud de momento ( $M_{wf}$ )

$r_{rup}$  : Distancia más cercana a la ruptura de la falla sismogénica  
 (Km)

$H$  : Profundidad (Km)

$Z_T$  : Tipo de fuente, 0 para interfase y 1 para intraplaca.

$C_1, C_2, C_3$  : Parámetros.

## 2.2 VELOCIDADES

Kamiyama (1992) desarrolló procedimientos semiempíricos, relacionando la magnitud del sismo, distancia hipocentral y la amplificación por los factores de sitio; es así como propuso la siguiente expresión para estimar el parámetro de la velocidad:

$$V_m = \begin{cases} 2.879 \times 10^{0.153M} \times \text{AMP}(V) & , R_s \leq 10^{0.014+0.218M} & (2.16) \\ 3.036 \times 10^{0.511M} \times \text{AMP}(V) / R_s^{1.64} & , R_s > 10^{0.014+0.218M} & (2.17) \end{cases}$$

Donde:

$V_m$  : Velocidad máxima del suelo

$M$  : Magnitud de momento

$R_s$  : Distancia hipocentral.

AMP(V): Factor de amplificación del sitio. Para sitios de roca AMP(V)=1.





## 2.3 DESPLAZAMIENTOS

Para el caso del desplazamiento pico del suelo, Gregor (1995), consideró los diferentes tipos de falla mecánica y de ondas, generándose diversas ecuaciones por ejemplo:

- Para ondas S debido a una falla de desgarramiento.

$$\text{Log } D_m = -5.0 + 1.02M_w - 0.87\log R_s \quad (2.18)$$

Donde:

$D_m$  : Desplazamiento máximo del suelo

$M_w$  : Magnitud de momento

$R_s$  : Distancia hipocentral.

## 3.- VELOCIDAD EFECTIVA DE PROPAGACION

La gran mayoría de tuberías enterradas son ejecutadas en posición horizontal, con una profundidad entre 1.00 a 3.00 m a partir del nivel de la superficie del suelo. Es por ello que es necesario el estudio de la velocidad efectiva de propagación tanto de las ondas sísmicas de cuerpo como de superficie.

### 3.1 ONDAS DE CUERPO

Considerando que las ondas S llevan consigo una mayor energía sísmica y por lo tanto provocan mayores movimientos que las ondas P, se ceñirá el estudio a las ondas de corte. La velocidad de propagación horizontal es la velocidad de propagación con respecto a la superficie del suelo. Para



las ondas verticalmente incidentes la velocidad aparente de propagación se supone infinita.

M. O'Rourke (1982) ha estudiado la velocidad efectiva de propagación, la que define según lo siguiente:

$$C = \frac{C_s}{\text{Sen } \gamma_s} \quad (2.19)$$

Donde:

$C$  : Velocidad efectiva de propagación.

$C_s$  : Velocidad de la onda de corte en la superficie del suelo.

$\gamma_s$  : Angulo de incidencia de las ondas S con respecto a la vertical.

### 3.2 ONDAS DE SUPERFICIE

Respecto de éste tipo de ondas, son las Rayleigh en las cuales se han concentrado la mayoría de investigaciones, debido a que las deformaciones por flexión provocadas por las ondas Love en las tuberías enterradas y particularmente para diámetros moderados son mucho menores que las deformaciones axiales inducidas por las ondas R. La componente horizontal de las ondas R es paralela al patrón de propagación y puede generar deformación axial en la tubería en dirección paralela a la dirección de la onda. La velocidad de fase de estas ondas,  $C_{ph}$  es la velocidad aparente de propagación. M. O'Rourke (1984) desarrolló un procedimiento para determinar la curva de dispersión asociada a  $C_{ph}$  para estratos de suelos simple, considerando aspectos de



altas y bajas frecuencias, espesor de estrato, velocidades, entre otros y cuya propuesta se indica a continuación:

$$C_{ph} = \begin{cases} 0.875C_H & , \frac{H_s f}{C_L} \leq 0.25 & (2.20) \\ 0.875C_H - \frac{0.875C_H - C_L}{0.25} \left( \frac{H_s f}{C_L} - 0.25 \right) & , 0.25 \leq \frac{H_s f}{C_L} \leq 0.50 & (2.21) \\ C_L & , \frac{H_s f}{C_L} \geq 0.50 & (2.22) \end{cases}$$

Donde:

$C_{ph}$  : Velocidad aparente de propagación.

$C_H$  : Velocidad de la onda de corte para el semiespacio por debajo del estrato considerado.

$\nu_H$  : Módulo de Poisson para el semiespacio por debajo del estrato considerado..

$C_L$  : Velocidad de la onda de corte para el estrato.

$\nu_L$  : Módulo de Poisson para el estrato.

$H_s$  : Espesor de la capa uniforme

$f$  : Frecuencia en Hz.

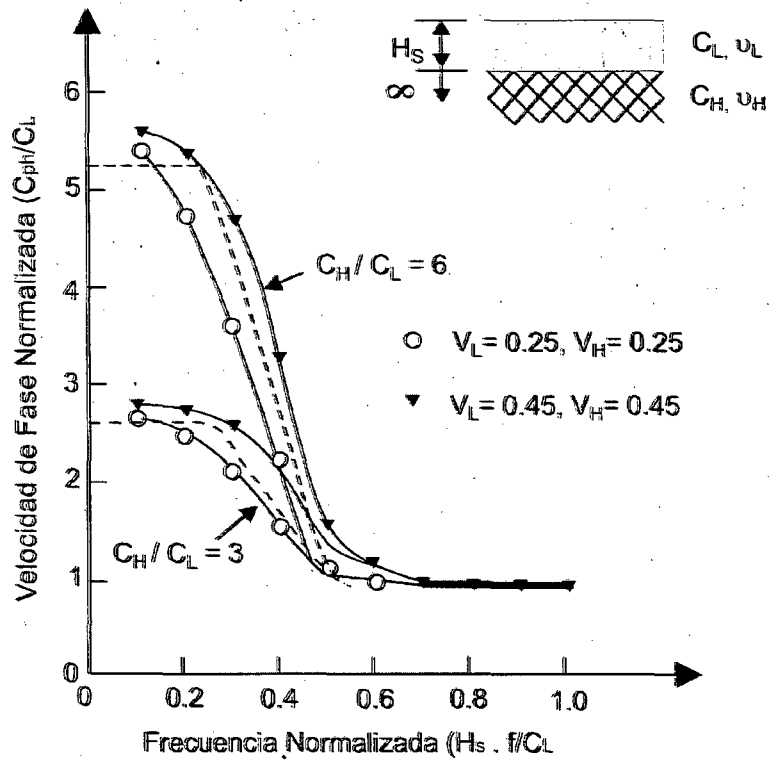


FIGURA 2.10 Curva de Dispersión Normalizada para Capas Simples

#### 4.- DEFORMACION DEL SUELO Y CURVATURA DEBIDAS A LA PROPAGACION DE ONDAS.

Para el cálculo de estos parámetros se han desarrollado varias propuestas, entre ellas se menciona la de Newmark (1967), según lo siguiente:

$$\sigma_s = \frac{V_m}{C} \quad (2.23)$$

$$\kappa_g = \frac{A_m}{C^2} \quad (2.24)$$

Donde:

$\sigma_s$  : Máxima deformación del suelo en tensión y compresión.



$V_m$  : Velocidad máxima horizontal del suelo en dirección de propagación.

$C$  : Velocidad de propagación de la onda.

$\kappa_g$  : Curvatura máxima del suelo.

$A_m$  : Máxima aceleración del suelo perpendicular a la dirección de propagación de la onda.

Las expresiones dadas líneas arriba son aplicables a la propagación de ondas en suelos relativamente uniformes en dirección horizontal; sin embargo varios registros de daños postsismo indican que los mayores daños sobre las tuberías enterradas se concentran en áreas en las cuales las condiciones sub superficiales son variables, teniéndose capas de suelo no uniformes en dirección horizontal, o interacción de capas de suelo sobre roca en superficies inclinadas. Estos daños están asociados a los efectos de amplificación sísmica por efectos de condiciones variables del sitio.

El estudio de éste fenómeno ha sido materia de varias investigaciones, mediante el empleo de técnicas diversas como la de elementos finitos con algunas variantes, cuyos resultados han sido comparados con los de modelos reales de prueba, siendo aceptables los valores obtenidos.

A partir de lo anterior diversos investigadores efectuaron propuestas de expresiones analíticas simplificadas. Es así que Liu y M. O'Rourke (1997), presentaron para la deformación del suelo lo siguiente:



$$\varepsilon_s = \begin{cases} (D_B - D_A) \cdot \left( \frac{0.5 \cdot \tan \alpha}{H_B - H_A} + \frac{\pi}{2TC_s} \right), & \alpha \leq 45^\circ & (2.25) \\ (D_B - D_A) \cdot \left( \frac{0.5}{H_B - H_A} + \frac{\pi}{2TC_s} \right), & \alpha > 45^\circ & (2.26) \end{cases}$$

Donde:

$\varepsilon_s$  : Máxima deformación del suelo.

$H_A$  : Espesor de la capa de suelo superficial.

$D_A$  : Desplazamiento máximo de la capa de suelo superficial.

$H_B$  : Espesor de la capa de suelo profunda.

$D_B$  : Desplazamiento máximo de la capa de suelo profunda.

$\alpha$  : Angulo de inclinación de la interface entre las dos capas.

$T$  : Período predominante de la capa de suelo superficial.

$C_s$  : Velocidad de la onda de corte en la capa superficial.

Este método simplificado ha sido comparado con resultados de modelos numéricos más refinados; de ello se ha observado que los valores del método simplificado son ligeramente mayores y por lo tanto afirman que son conservadores pero aceptables, excepcionalmente lo contrario sucede en casos de deformaciones muy pequeñas.

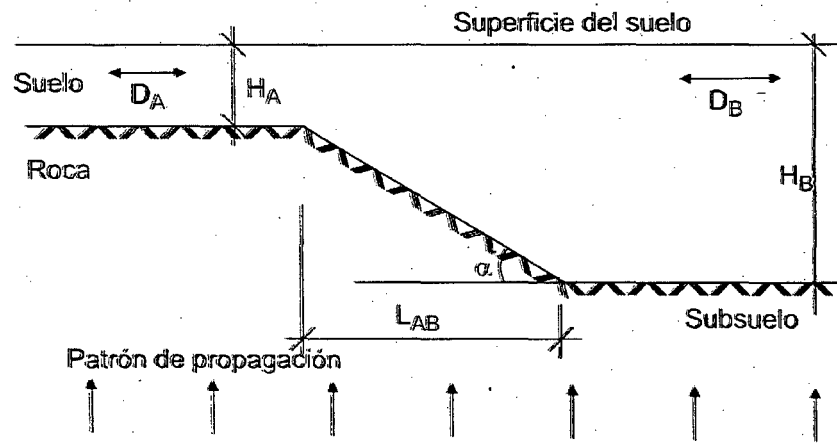


FIGURA 2.11 Parámetros de la fórmula para cálculo de la deformación del suelo.



## **CAPITULO III**

# **ESTUDIO DE FALLAS EN TUBERÍAS**

Las tuberías enterradas que estuvieron sujetas a la imposición de cargas sísmicas traducidas en Deformaciones Permanentes del Suelo (DPS) y Deformaciones Transitorias del Suelo (DTS), presentaron modos de falla que han sido clasificados de acuerdo al tipo de sistema de tuberías en el que ocurrieron para su posterior investigación mediante pruebas de laboratorio y análisis numéricos.

### **III.1 CRITERIOS Y MODOS DE FALLA EN TUBERIAS CONTINUAS**

Se define como sistema de tuberías continuas a aquel conjunto en el cual las uniones presentan alta resistencia y rigidez respecto de las piezas de tubo; entonces ante la imposición de las cargas no experimentan desplazamiento o rotaciones relativas apreciables. Por ejemplo, entre ellas se tiene tuberías de acero con uniones soldadas.

En este tipo de tuberías, el registro de daños sísmicos ha mostrado que las fallas a esperar son las siguientes: fallas por tensión axial, pandeo local; pandeo tipo columna, fallas en las juntas.



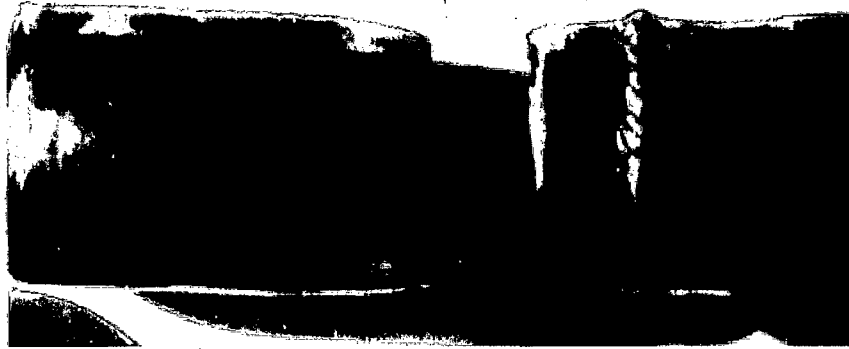


De las fallas antes mencionadas, la relacionada al pandeo columna sólo reviste importancia cuando las tuberías se encuentren enterradas a una profundidad menor que 1.00 m.

#### 1.- FALLA POR TENSION AXIAL

Las rupturas de los elementos por tensión axial se encuentran asociadas a la imposición de cargas longitudinales paralelas al eje de la tubería. El comportamiento durante eventos pasados muestra que el tipo de soldadura empleado en la unión de elementos juega un papel importante para el desarrollo de este tipo de falla, reconociéndose diferencias entre las soldaduras en arco a tope, filete, soldaduras con gas, que permiten o no tensiones de fluencias mayores antes de la ruptura. Este hecho se registró en el sismo de Alaska 1964.

La deformación axial establecida como permisible antes de que suceda la falla por tensión ha sido estimada en 4%. Toda vez que los métodos analíticos que describen los efectos post fluencia requieren del comportamiento de la relación esfuerzo – deformación, el modelo más empleado para éste último es el propuesto por Ramberg  $\xi$  Osgood.



**FOTOGRAFIA 3.1** Falla por tensión en las tuberías de un gaseoducto, Alaska 1964  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

## 2.- PANDEO LOCAL

El pandeo local de los conductos puede suceder bajo cargas longitudinales y/o transversales paralelas y perpendiculares al eje respectivamente. Este fenómeno también llamado arrugamiento está vinculado con el espesor de la pared de la tubería, haciéndose cada vez más crítico porque los efectos de las distorsiones geométricas causadas por la deformación del suelo o la propagación de ondas tienden a concentrarse en ese punto, pudiendo originar rupturas circunferenciales a través de las cuales existirá fuga del fluido transportado. Este tipo de falla es bastante común en tuberías de acero, y se observó en los sismos de Michoacán, Costa Rica y Nortdrige.

Sobre la base de pruebas de laboratorio, Hall y Newmark (1977) sugirieron como criterio de falla para el arrugamiento compresional un rango para la deformación crítica:

$$0.15 \cdot t/R \leq \epsilon_{cr} \leq 0.20 \cdot t/R \quad (3.1)$$

Donde:

$\epsilon_{cr}$  : Deformación crítica

$t$  : Espesor de la pared de la tubería

$R$  : Radio de la tubería

Debe indicarse que el anterior rango presenta valores apropiados para tuberías de espesores delgados y es algo conservador para espesores gruesos.



**FOTOGRAFIA 3.2** Falla de pandeo local en sismo de Costa Rica  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

### 3.- PANDEO TIPO COLUMNA

Este fenómeno en los conductos es provocado por la presencia de cargas longitudinales que inducen deformaciones por compresión en el suelo y se manifiesta cuando las tuberías son superficiales o enterradas a una profundidad menor que 1.00 m, o bien están ubicadas en suelos de muy baja densidad. En tales casos puede ocurrir el pandeo global tipo columna

antes que se produzca el pandeo local. Este tipo de falla pudo apreciarse en el sismo de Valle Imperial.

A diferencia del pandeo local, la falla descrita representa mayormente un problema en el abastecimiento inadecuado del fluido y no un corte total del suministro; es por ello que el criterio de falla no puede establecerse en función únicamente de las propiedades del material de la tubería. Diversas investigaciones han asociado parámetros como rigidez flexional, profundidad de entierro e imperfecciones iniciales del tubo; sin embargo por razones prácticas y disponibilidad de información la propuesta más conocida es la efectuada por Meyersohn (1991), quien basó el criterio de falla en que la carga de pandeo es función de la profundidad de cobertura sobre el tubo. De lo anterior determinó una profundidad crítica que resultó al igualar los esfuerzos por pandeo columna con los de pandeo local, estableciéndose que la manera de inducir una falla por pandeo local era colocar la tubería a una profundidad mayor a la crítica. La figura N° 3.1 y la fotografía N° 3.3 muestran un modelo y ejemplo histórico de ésta investigación.

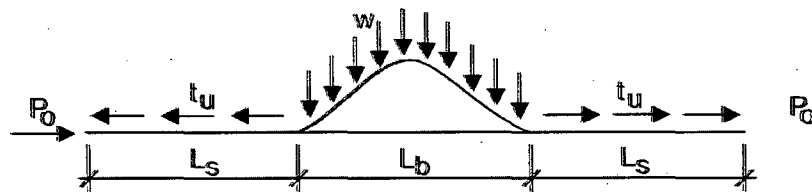


FIGURA 3.1 Modelo de Pandeo Columna



**FOTOGRAFIA 3.3 Pandeo Columna de tubería de acero del sistema de agua, San Francisco 1906**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

#### 4.- FALLAS EN LAS JUNTAS

Este tipo de falla está vinculado con las cargas longitudinales y transversales impuestas sobre las tuberías. De acuerdo al registro de daños en conductos, este fenómeno se presentó en el sismo de San Fernando.

El criterio de falla es función del tipo de soldadura empleada. Así para las uniones en tuberías de acero con soldadura tipo arco a tope se basa en la resistencia del material de la tubería; para las uniones con soldadura tipo filete, ribetes o juntas soldadas con oxiacetileno ó gas el criterio se basa en la resistencia de esas juntas, que es menor a la del material de la tubería.

Las investigaciones se hicieron en relación al criterio de falla para tuberías con uniones espiga campana con soldadura tipo filete, estableciéndose relaciones de eficiencia en la junta, que se entiende como la comparación de la resistencia en la junta con la resistencia de la tubería, tanto para

soldaduras efectuadas dentro y fuera del tubo toda vez que por razones de diámetro, ambos procedimientos de soldadura son necesarios. De ello se estableció que la máxima eficiencia en soldaduras internas es de 0.41 y en soldaduras externas de 0.29. En este último caso se muestra dos modos, el primero se refiere a la fluencia en la vecindad de la conexión soldada, y el segundo modo se refiere al estado plástico de las campanas finales de las juntas. Los valores de eficiencia de las juntas fueron calculados por Tawfik y T. O'Rourke (1985).

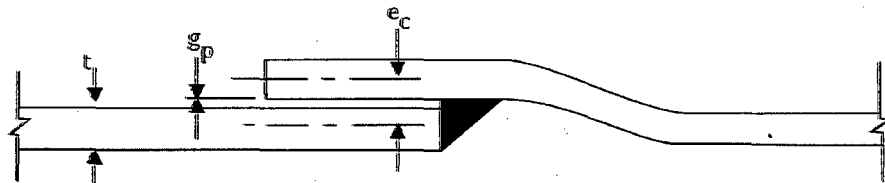


FIGURA 3.2 Junta con soldadura filete interna

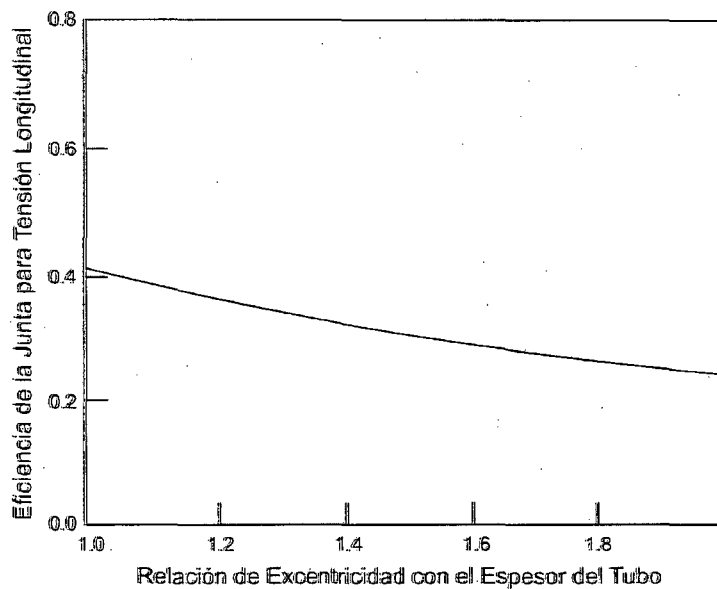


FIGURA 3.3 Eficiencia de la Junta con soldadura filete interna

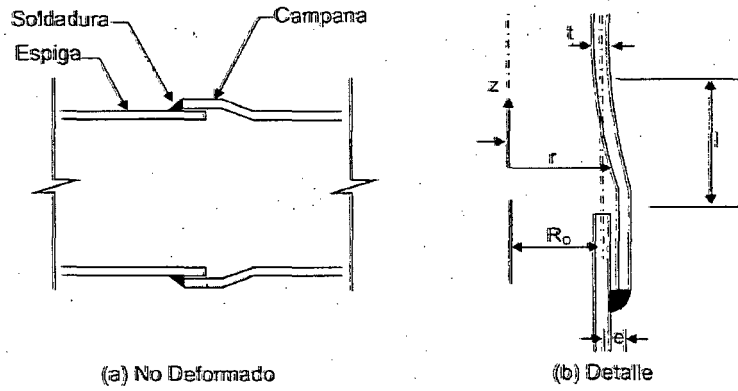


FIGURA 3.4 Junta con soldadura filete externa

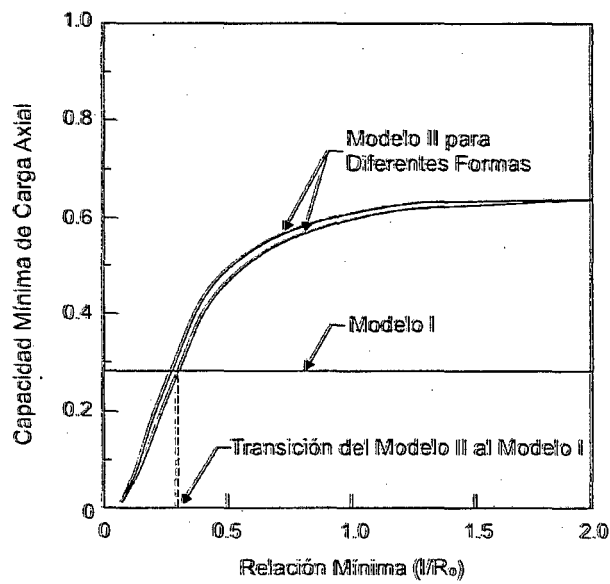


FIGURA 3.5 Eficiencia de la Junta con soldadura filete externa



FOTOGRAFIA 3.4 Separación de junta en tubería  $\varnothing 96"$ , San Fernando 1971

### III.2 CRITERIOS Y MODOS DE FALLA EN TUBERÍAS SEGMENTADAS

Se define como sistema de tuberías segmentadas a aquel conjunto en el cual las uniones presentan baja resistencia y rigidez respecto de las piezas de tubo, entonces ante la imposición de las cargas experimentan desplazamientos o rotaciones relativas apreciables. Por ejemplo entre ellas se tienen las tuberías de hierro colado con uniones de empaquetadura de caucho, tuberías de concreto, acero, hierro dúctil, asbesto cemento con juntas mecánicas.

En este tipo de sistema de tuberías, el registro de daños sísmicos ha mostrado que las fallas están relacionadas con la deformación en las juntas. Las que se esperan sean las siguientes: separación en las juntas, aplastamiento de juntas y falla flexional circunferencial.

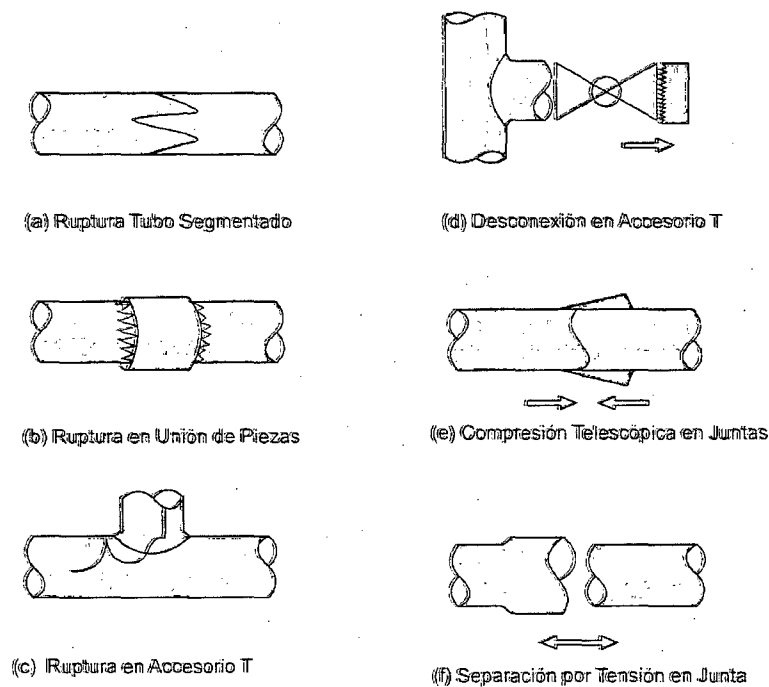


FIGURA 3.6 Mecanismo de daño de tuberías segmentadas





## 1.- SEPARACION EN LAS JUNTAS

Este fenómeno está asociado en su mayoría con las cargas longitudinales, y excepcionalmente con cargas transversales impuestas sobre los conductos. En ocasiones la separación de juntas se presenta en combinación con una rotación relativa de ellas. Este mecanismo de falla se presenta en áreas de deformaciones por tensión del suelo, toda vez que la resistencia al corte de la junta es mucho menor que la resistencia a la tensión de la tubería. Se ha observado este tipo de fallas por ejemplo en los sismos de Tangshan y de Costa Rica.

Para determinar el criterio de falla muchos investigadores efectuaron pruebas de laboratorio tanto para tuberías unidas con juntas rígidas (calafeteo con plomo) como juntas flexibles (empaquetaduras de caucho), estableciéndose como apropiado que el desplazamiento relativo axial debe ser como máximo la mitad de la profundidad de la junta ( $u_j^u \leq d_p/2$ ).



**FOTOGRAFIA 3.5 Separación en tubería sistema de abastecimiento de agua, Tangshan 1976**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)



## 2.- APLASTAMIENTO DE JUNTAS

Este tipo de falla está vinculada con la imposición de cargas longitudinales. Se presenta normalmente en áreas de deformación por compresión del suelo. Este tipo de falla ocurrió durante los sismos en México y Bhuj.

El criterio de falla aún no se encuentra muy bien establecido, por lo que la información con que se cuenta es aplicable a tuberías de concreto propuesto por Bouabid y M. O'Rourke, tomándose como parámetro la fuerza última de compresión del núcleo de concreto en las juntas según lo siguiente:

$$F_{cr} = \sigma_{comp} \cdot A_c \quad (3.2)$$

Donde:

$F_{cr}$  : Fuerza última de compresión.

$\sigma_{comp}$  : Esfuerzo de compresión del concreto.

$A_c$  : Area del núcleo.



**FOTOGRAFIA 3.6 Aplastamiento junta espiga campana, sismo Bhuj 2001**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)

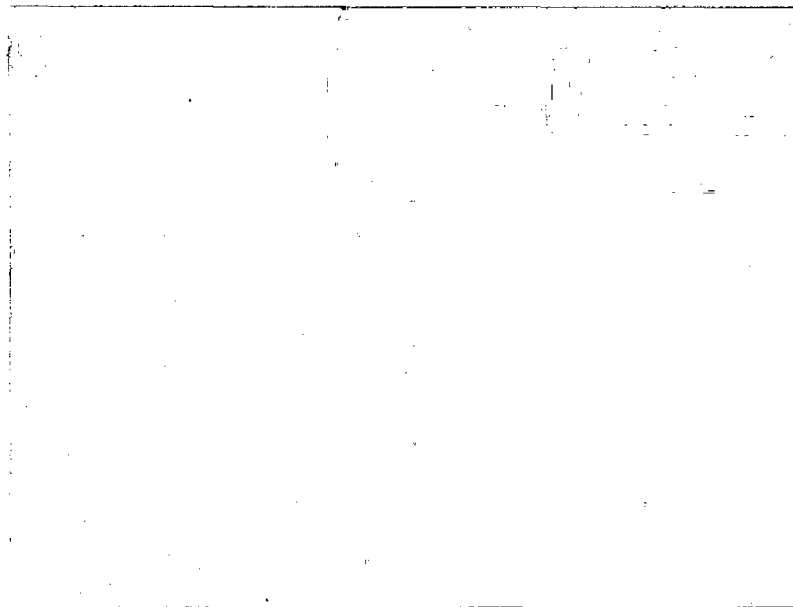
### 3.- FALLA FLEXIONAL CIRCUNFERENCIAL

Esta falla está asociada generalmente con las cargas longitudinales, y excepcionalmente con cargas transversales impuestas sobre los conductos. Se presenta en aquellas áreas de curvatura del suelo y en particular en diámetros pequeños. Considerando las curvaturas del suelo que se presentan, los sistemas de tuberías reaccionan mediante un mecanismo combinado de rotación de juntas y flexión en los segmentos de tubería. Este fenómeno se observó en el sismo de Loma Prieta.

En sistemas de tuberías segmentadas con uniones flexibles, el esfuerzo en la tubería aparece después de que se haya excedido la capacidad de rotación de las juntas, que normalmente está en el rango de 4° a 15°, situación que no sucede en los sistemas con juntas rígidas donde desde el inicio existe la combinación de rotación y flexión.

Los criterios de falla corresponden tanto a la rotación de la junta como a los esfuerzos de la tubería debidos a la flexión que se presenta. En el primer caso se ha establecido un criterio de relación entre la rotación de la junta y la fuga, el cual es afectado por un factor de multiplicidad en un rango de 1.1 a 1.5 y no debe exceder la distorsión permisible para las tuberías indicadas en los manuales de los fabricantes.

Respecto del criterio de falla por los esfuerzos que origina la flexión de las tuberías, la curvatura de ésta debe corresponder a la menor de las deformaciones últimas por tensión o compresión del material del conducto.



**FOTOGRAFIA 3.7 Falla junta espiga campana debido a flexión, sismo Sumatra 2004**  
(Foto: Base de Datos U.S. Geological Survey - USGS)



## **CAPITULO IV**

# **INTERACCIÓN SUELO - TUBERÍA**

Las tuberías son dañadas en los eventos sísmicos debido a las fuerzas y deformaciones impuestas sobre ellos en la interacción de la interface suelo – tubería. En las propuestas de análisis una deformación del suelo en cualquier dirección puede ser descompuesta en un componente longitudinal, que corresponde a un movimiento del suelo paralelo al eje de la tubería, y una componente transversal que corresponde a un movimiento del suelo perpendicular, lo cual provoca deformaciones y cargas tanto en el plano horizontal como vertical. En éste último plano debe tenerse en consideración la diferencia para la fuerza de interacción entre los movimientos hacia arriba y hacia abajo. Al clasificar los suelos que intervendrán en los análisis pueden distinguirse suelos competentes o no licuefactables y suelos licuefactables.

### **IV.1 SUELOS NO LICUEFACTABLES**

Las fuerzas de interacción suelo – tubería para este caso se encuentran bien establecidas y están basadas en ensayos de laboratorio. Las relaciones obedecen a modelos elastoplásticos caracterizados por dos parámetros: la máxima resistencia en las direcciones horizontal axial,

horizontal transversal y vertical transversal denominadas en lo que sigue  $t_u$ ,  $p_u$  y  $q_u$  respectivamente (en unidades de fuerza por longitud) y la máxima deformación para las mismas direcciones representadas por  $\Delta_t$ ,  $\Delta_p$ ,  $\Delta_q$  (en unidades de longitud). El resorte suelo elásticamente equivalente es calculado por la relación entre la máxima resistencia y la mitad de la máxima deformación elástica. Se ilustra en la gráfica siguiente los parámetros detallados y su modelo idealizado. Debe indicarse adicionalmente que en la dirección transversal vertical se idealiza dos resortes, uno que representa una fuerza de levantamiento y la otra una fuerza de soporte.

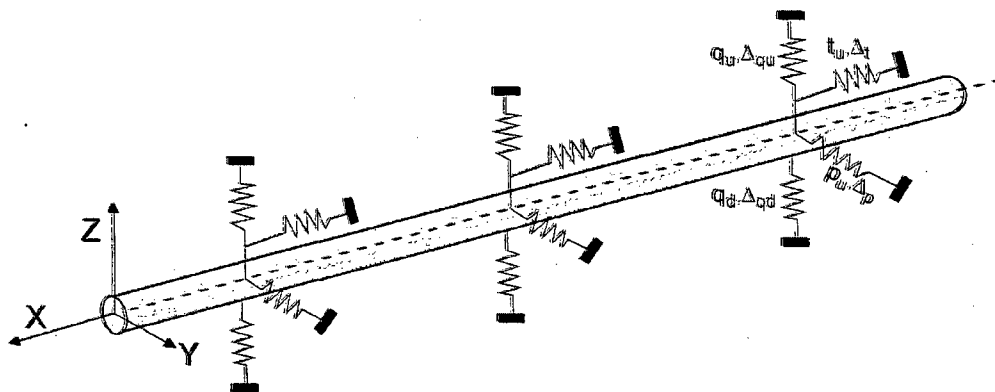


FIGURA 4.1 Modelo idealizado para Interacción Suelo Tubería

## 1.- MOVIMIENTO LONGITUDINAL

Este movimiento relativo paralelo al eje de la tubería resulta en una fuerza longitudinal que es del tipo horizontal axial en la interface suelo – tubería, las propiedades del resorte suelo axial son estimadas considerando las propiedades del material usado como relleno de la zanja. Sin embargo es necesario indicar que esto es apropiado cuando la respuesta del

movimiento relativo de la tubería con el material del relleno circundante no es significativamente influenciada por el suelo fuera de la zanja. La siguiente figura muestra la representación idealizada de un resorte de suelo axial.

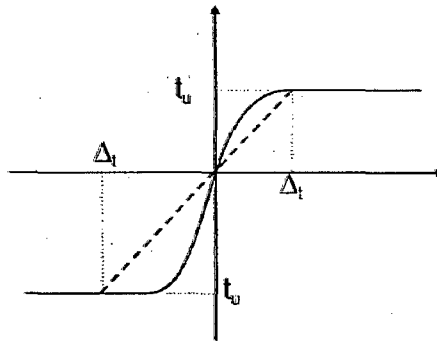


FIGURA 4.2 Representación idealizada del resorte suelo axial.

Existen diversas expresiones para el cálculo de los parámetros del resorte suelo axial. En este caso se adoptará para la máxima resistencia axial del suelo ( $t_{u}$ ) por unidad de longitud, de acuerdo a la referencias bibliográficas [6] y [14], lo siguiente:

$$t_u = \pi D c \alpha + \frac{\pi}{2} D \bar{\gamma} H (1 + k_o) \tan \delta \quad (4.1)$$

Considerando además que:

$$\alpha = 0.608 - 0.123c - \frac{0.274}{c^2 + 1} + \frac{0.695}{c^3 + 1}, \text{ con "c" en } \frac{kPa}{100} \quad (4.2)$$

$$\delta = f \times \phi \quad (4.3)$$

$$k_o = 1 - \sin \phi \quad (4.4)$$

Donde:

D : Diámetro de la tubería.

c : Coeficiente de cohesión de suelo de relleno.



- $\alpha$  : Coeficiente empírico de adhesión.
- $\bar{\gamma}$  : Peso unitario efectivo del suelo.
- $H$  : Profundidad medida al centro de la tubería.
- $\delta$  : Angulo de fricción en la interface suelo tubería.
- $k_o$  : Coeficiente de presión lateral del suelo en reposo.
- $f$  : Factor de fricción para varios tipos de tubos.
- $\phi$  : Angulo de fricción interna del suelo.

El factor de fricción interno puede ser determinado a partir de lo siguiente:

Tabla 4.1 Valores del parámetro  $f$

Revestimiento Tubería	$f$
Concreto	1.0
Acero Rugoso	0.8
Acero Liso	0.7
Polietileno	0.6

Es posible establecer el máximo desplazamiento del suelo en la dirección axial ( $\Delta_t$ ) del tubo según se indica:

$\Delta_t = 3$  mm, para arena densa.

$\Delta_t = 5$  mm, para arena pobremente graduada.

$\Delta_t = 8$  mm, para arcilla rígida.

$\Delta_t = 10$  mm, para arcilla suave.

## 2.- MOVIMIENTO TRANSVERSAL HORIZONTAL

Este movimiento relativo perpendicular al eje de la tubería en el plano horizontal resulta en una fuerza horizontal transversal en la interface suelo



– tubería. Las propiedades del resorte suelo son estimadas considerando el suelo nativo del lugar. La siguiente figura muestra la representación idealizada de un resorte de suelo transversal horizontal o resorte lateral.

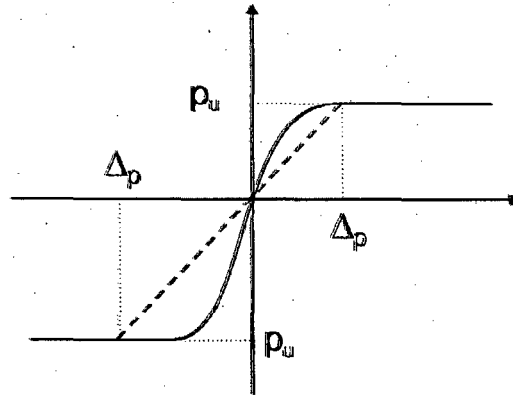


FIGURA 4.3 Representación idealizada del resorte suelo lateral

La máxima resistencia del resorte suelo lateral por unidad de longitud, puede ser calculada como lo indica las referencias bibliográficas [6], [14].

$$p_u = N_{ch}cD + N_{qh}\bar{\gamma}HD \quad (4.5)$$

Considerando además que:

$$N_{ch} = a + bx + \frac{c}{(x+1)^2} + \frac{d}{(x+1)^3} \leq 9 \quad (4.6)$$

$$N_{qh} = a + bx + cx^2 + dx^3 + ex^4 \quad (4.7)$$

Donde:

$D$  : Diámetro de la tubería.

$c$  : Coeficiente de cohesión de suelo de relleno.

$\bar{\gamma}$  : Peso unitario efectivo del suelo.

$H$  : Profundidad medida al centro de la tubería.

$N_{ch}$  : Factor de capacidad de carga horizontal para arcilla, 0 para  $c=0$ .



$N_{qh}$  : Factor de capacidad de carga horizontal para arena, 0 para  $\emptyset=0$ .

$x$  : Parámetro adimensional, igual a  $H/D$ .

$\emptyset$  : Angulo de fricción interna del suelo.

Los parámetros  $a$ ,  $b$ ,  $c$ ,  $d$  y  $e$  pueden ser determinados a partir de la siguiente tabla: (referencias bibliográficas [6], [14])

Tabla 4.2 Parámetros  $N_{ch}$  y  $N_{qh}$

FACTOR	$\emptyset$	a	b	c	d	e
$N_{ch}$	0	6.752	0.065	-11.063	7.119	
$N_{qh}$	20	2.399	0.439	-0.03	$1.059 \times 10^{-3}$	$-1.754 \times 10^{-5}$
$N_{qh}$	25	3.332	0.839	-0.09	$5.606 \times 10^{-3}$	$-1.319 \times 10^{-4}$
$N_{qh}$	30	4.565	1.234	-0.089	$4.275 \times 10^{-3}$	$-9.159 \times 10^{-5}$
$N_{qh}$	35	6.816	2.019	-0.146	$7.651 \times 10^{-3}$	$-1.683 \times 10^{-4}$
$N_{qh}$	40	10.959	1.783	0.045	$-5.425 \times 10^{-3}$	$-1.153 \times 10^{-4}$
$N_{qh}$	45	17.658	3.309	0.0048	$-6.443 \times 10^{-3}$	$-1.299 \times 10^{-4}$

El desplazamiento  $\Delta_p$ , es calculado a partir de:

$$\Delta_p = 0.04 \left( H + \frac{D}{2} \right) \quad (4.8)$$

### 3.- MOVIMIENTO TRANSVERSAL VERTICAL

Es necesario establecer la diferencia entre la fuerza de levantamiento y la fuerza de soporte, ambas en el plano vertical, y que se muestran en la figura adjunta:

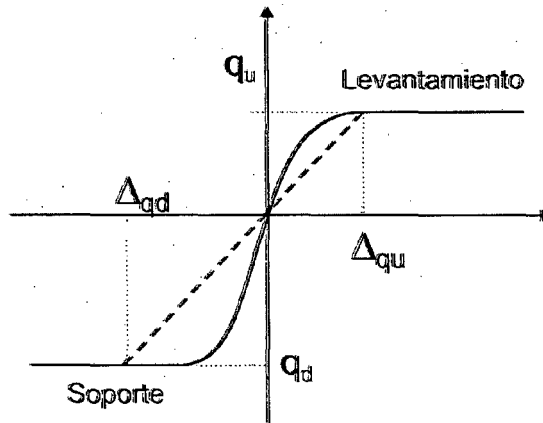


FIGURA 4.4 Representación idealizada de los resortes suelo verticales

### 3.1 MOVIMIENTO VERTICAL TRANSVERSAL, SENTIDO HACIA ARRIBA

Este movimiento relativo perpendicular al eje de la tubería en el plano vertical y hacia arriba resulta en una fuerza lateral en la interface suelo – tubería. El resorte suelo en este caso considera las propiedades del suelo de relleno de la zanja, y será calculado como se indica:

$$q_u = N_{cv}cD + N_{qv}\bar{\gamma}HD \quad (4.9)$$

Considerando además que:

$$N_{cv} = 2 \left( \frac{H}{D} \right) \leq 10, \quad \text{para } \frac{H}{D} \leq 10 \quad (4.10)$$

$$N_{qv} = 2 \left( \frac{\bar{\sigma}H}{44D} \right) \leq N_c \quad (4.11)$$

$$N_c = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.12)$$

Donde:

$N_{qv}$  : Factor vertical de levantamiento para la arena, 0 para  $\phi=0$ .

$N_{cv}$  : Factor vertical de levantamiento para la arcilla, 0 para  $c=0$ .



$N_q$  : Factor de capacidad de carga en franjas horizontales sobre arena cargada en la dirección vertical hacia abajo.

$D$  : Diámetro de la tubería.

$c$  : Coeficiente de cohesión de suelo de relleno.

$\bar{\gamma}$  : Peso unitario efectivo del suelo.

$H$  : Profundidad medida al centro de la tubería.

$\emptyset$  : Angulo de fricción interna del suelo.

El desplazamiento  $\Delta_{qu}$ , es calculado a partir de:

$$0.01H \text{ a } 0.02H, \text{ para arenas densas a pobres } < 0.1D \quad (4.13)$$

$$0.1H \text{ a } 0.2H, \text{ para arcilla rígida a suave } < 0.2D \quad (4.14)$$

### 3.2 MOVIMIENTO VERTICAL TRANSVERSAL, SENTIDO HACIA ABAJO

Este movimiento relativo perpendicular al eje de la tubería en el plano vertical hacia abajo resulta en una fuerza lateral en la interface suelo – tubería. El resorte suelo en este caso considera las propiedades del suelo nativo, y será calculado como se indica:

$$q_u = N_c c D + N_q \bar{\gamma} H D + N_{\gamma} \frac{D^2}{2} \quad (4.15)$$

Considerando además que:

$$N_c = [\cot(\emptyset + 0.001)] \left\{ \exp [\pi \tan(\emptyset + 0.001)] \tan^2 \left( 45 + \frac{\emptyset + 0.001}{2} \right) - 1 \right\} \quad (4.16)$$



$$N_c = \exp(\pi \tan \phi) \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (4.17)$$

$$N_\gamma = \exp(0.18\phi - 2.5) \quad (4.18)$$

Donde:

$N_c$  : Factor de capacidad de carga en franjas horizontales sobre arena cargada en la dirección vertical hacia abajo.

$N_c$  : Factor de capacidad de carga en franjas horizontales sobre arcilla.

$N_\gamma$  : Factor de capacidad de carga en franjas horizontales sobre arena cargada en la dirección vertical hacia abajo.

$D$  : Diámetro de la tubería.

$c$  : Coeficiente de cohesión de suelo de relleno.

$\bar{\gamma}$  : Peso unitario efectivo del suelo.

$H$  : Profundidad medida al centro de la tubería.

$\phi$  : Angulo de fricción interna del suelo.

El desplazamiento  $\Delta_{qd}$ , es calculado a partir de:

$$0.1D \text{ para suelos granulares} \quad (4.19)$$

$$0.2D \text{ para suelos cohesivos} \quad (4.20)$$

## IV.2 SUELOS LICUEFACTABLES

En tuberías apoyadas en suelos licuefactables el comportamiento de éstas es muy sensible a la rigidez de los resortes suelo. Se han efectuado



diversos estudios al respecto, con la finalidad de establecer las rigideces reducidas en suelos licuefactables proponiéndose que sean iguales a un 3% de las rigideces equivalentes longitudinales y transversales de los suelos no licuefactables.

Existen otros tipos de modelos propuestos que involucran una serie de conceptos no conocidos a profundidad, como por ejemplo considerar el estrato licuefactado como un fluido viscoso.



## CAPITULO V

# ESTUDIO DEL COMPORTAMIENTO DE LAS TUBERÍAS ANTE EVENTOS SÍSMICOS

En el presente capítulo se analizan criterios referentes al comportamiento y diseño de tuberías enterradas sometidas a las deformaciones permanentes y transitorias impuestas por eventos sísmicos. La metodología en este caso se basa en la revisión de los parámetros involucrados efectuada en los capítulos anteriores de forma tal que permita un análisis comparativo de las investigaciones y especificaciones internacionales sobre este tema, toda vez que en el Reglamento Nacional en los capítulos de obras de saneamiento, obras de suministro de energía y comunicaciones, y, diseño sismorresistente no se hace mención alguna al respecto.

El análisis referente a los conductos enterrados involucra varios parámetros entre los que se puede mencionar los siguientes:

- Características del suelo: licuefactables y no licuefactables.
- Sistema de tuberías componentes de la red: continuas y segmentadas.
- Material de la tubería: acero, hierro dúctil, PVC, asbesto cemento, otros.
- Tipo de juntas de dilatación: rígidas y flexibles



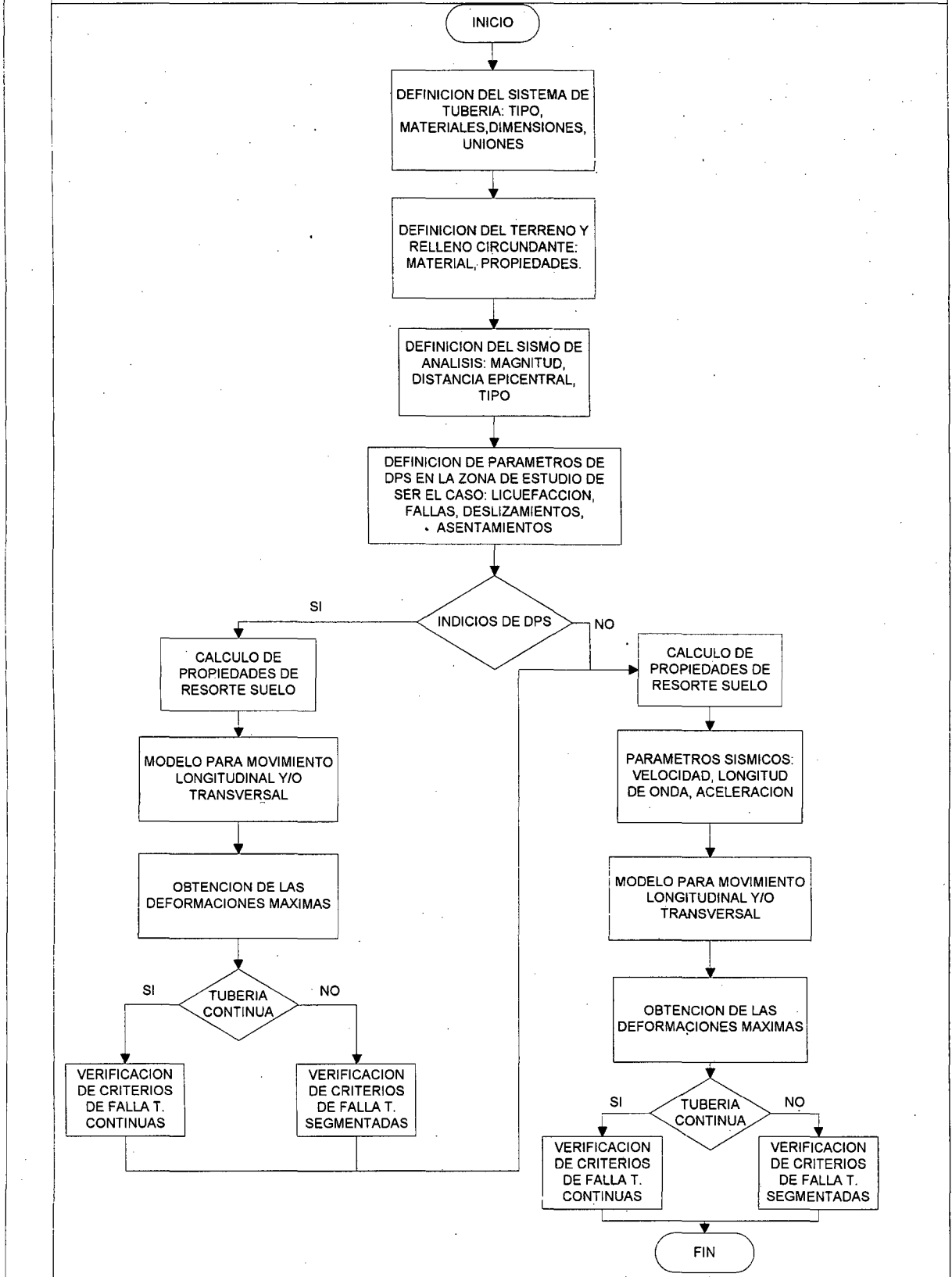
- Tipo de deformaciones impuestas: permanentes y transitorias.
- Características del sismo de análisis.
- Tipo de análisis: lineales o no lineales.

A continuación se indica un esquema de análisis para los conductos enterrados, que servirá de base para los modelos a emplear:





### PROCESO DE ANALISIS DE TUBERIAS ENTERRADAS SOMETIDAS A EFECTOS SISMICOS



El análisis de los conductos enterrados encierra un problema un tanto complejo; por un lado respecto del comportamiento de la interacción suelo – tubería y, por otro lado los tipos de deformaciones permanentes o transitorias del suelo al cual está sometido el sistema de tuberías. Es por ello que para realizar los modelos y sus respectivos análisis se han tomado ciertas consideraciones que se indica a continuación:

- La interacción suelo – tubería presenta un comportamiento no lineal, y se modelará usando el modelo BNWF (*Beam on Nonlinear Winkler Foundation*), que implica el uso de 4 resortes suelo en las direcciones: axial, lateral, vertical sobre la tubería y vertical bajo la tubería como se muestra en la figuras 5.1 y 5.2.

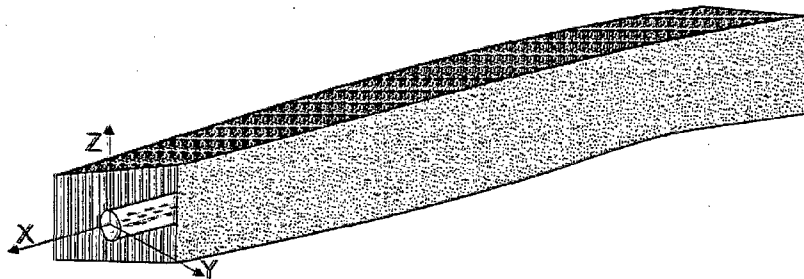


FIGURA 5.1 Interacción Tridimensional Suelo-Tubería

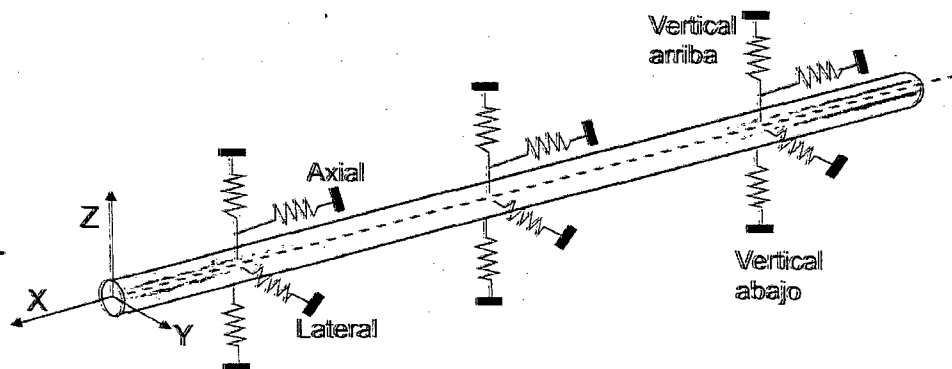


FIGURA 5.2 Modelo BNWF representando interacción suelo – tubería



- Para analizar las tuberías enterradas sometidas a deformaciones permanentes del suelo (DPS), se supone que el desarrollo de la deformación es gradual; por ello se emplea un análisis pseudo – estático. Los efectos de amortiguamiento e inercia son ignorados en éste análisis. La deformación del suelo se asignará en el extremo de fijación de los resortes suelo.
- Para analizar las tuberías enterradas sometidas a deformaciones transitorias del suelo (DTS) se empleará un análisis dinámico, para lo cual el registro sísmico de movimiento del suelo se asigna en el extremo de fijación de los resortes suelo. En este caso se consideran el amortiguamiento y los efectos de inercia.
- Las deformaciones permanentes y transitorias del suelo producen efectos sobre las tuberías tanto en dirección longitudinal como transversal. En el caso de las deformaciones permanentes del suelo (DPS) los patrones de comportamiento han sido recopilados y desarrollados por investigadores del tema de estudio en diversos sismos ocurridos en distintas regiones del mundo.

## V.1 TUBERÍAS CONTINUAS

- Los modelos a emplear para investigar el comportamiento de las **tuberías continuas** ante las deformaciones impuestas por los efectos sísmicos, consideran que la rigidez lateral y rotacional de las juntas son iguales o mayores que el material de la tubería, por lo que ésta puede



tratarse como una viga simple continua, tanto ante los efectos de la DPS como de la DTS.

- CARACTERISTICAS DE LOS MODELOS ESTUDIADOS

- Material

- Elasticidad  $E = 2.0 \times 10^{11} \text{ N/m}^2$
- Coeficiente de Poisson  $\nu = 0.30$
- Esfuerzo de Fluencia  $\sigma_y = 358 \text{ MPa}$

- Tuberías

Tabla 5.1 Características de tuberías

DESCRIPCIÓN	DIÁMETRO (m)	ESPEJOR (m)
D1	0.20	0.0064
D2	0.30	0.0064
D3	0.60	0.0064
D4	0.90	0.0064
D5	1.20	0.0064

- Suelos

Tabla 5.2 Características de Suelos

DESCRIPCIÓN	PESO UNITARIO	COHESIÓN	ANG. FRICCIÓN
	( $\text{kN/m}^3$ )		
S1	18.00	0.00	32.00
S2	18.00	30.00	30.00
S3	25.00	75.00	9.00
S4	25.00	145.00	0.00

- Profundidad de entierro de las tuberías : 1.20 m.

## 1) DEFORMACIONES PERMANENTES DEL SUELO (DPS)

### 1.1 Deformación Longitudinal

Considerando que el sistema de tuberías corresponde a una estructura de gran longitud, que en términos de análisis podría establecerse como longitud infinita en ambos lados de la zona de estudio, se hace necesario en primer lugar establecer el modelo apropiado para estudiar un evento determinado, para ello se planteará las características de la zona que atravesará la tubería modelada:

#### CARACTERISTICAS DE LA ZONA

El sistema de tuberías atraviesa una zona de deformación permanente de suelo (DPS) de longitud y ancho igual a "L" m, y "W" m respectivamente, cuyo desplazamiento máximo ( $\delta$ ) puede ser tomado igual a 2.0 m. En este caso se estudia el comportamiento de la tubería si está orientada paralelamente a la dirección del movimiento del suelo.

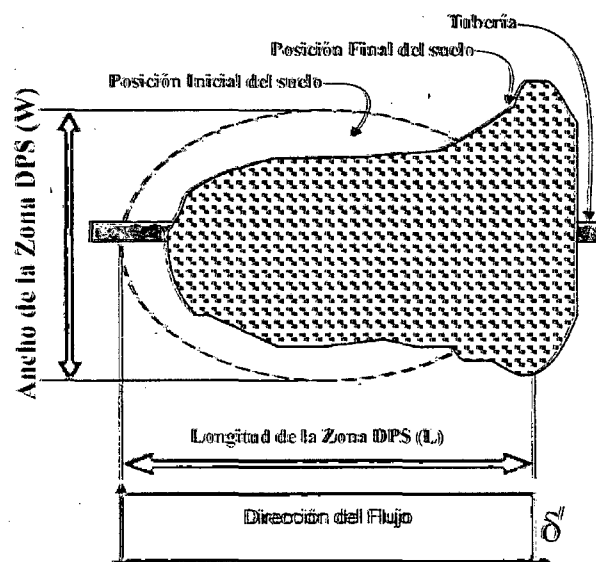


FIGURA 5.3 Características de la zona con DPS

a) Considerando que el primer interés es establecer un modelo que refleje adecuadamente el comportamiento de un sistema de tuberías, se formularon modelos variando diversos parámetros como longitud de la zona de DPS, diámetros de tubería y tipos de suelo. Para ello se empleó el siguiente modelo tipo:

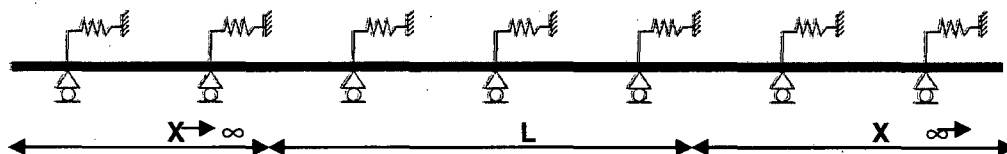


FIGURA 5.4 Modelo de la zona con DPS

En la figura anterior, "L" es la longitud de la zona del fenómeno de DPS, "X" la longitud de influencia a tomar en el modelo, que caracterice el sistema de tuberías, y  $\delta$  el desplazamiento máximo en la dirección paralela a la dirección del movimiento del suelo, cuyo patrón de aplicación como se observa en la Figura 5.4, corresponde a un valor constante " $\delta$ " a todo lo largo de la zona afectada por la DPS.

Las características de los resortes suelo considerados, para las diferentes combinaciones en los modelos se indican a continuación.

Tabla 5.3 Valores de parámetros de resorte suelo axial

DIAM. (m)	SUELO S1			SUELO S2			SUELO S3			SUELO S4		
	$t_u$ (KN/m)	$\Delta_t$ (m)	K (KN/m <sup>2</sup> )	$t_u$ (KN/m)	$\Delta_t$ (m)	K (KN/m <sup>2</sup> )	$t_u$ (KN/m)	$\Delta_t$ (m)	K (KN/m <sup>2</sup> )	$t_u$ (KN/m)	$\Delta_t$ (m)	K (KN/m <sup>2</sup> )
0.20	4.11	0.003	2740.00	22.69	0.005	9076.00	40.99	0.008	10247.50	46.74	0.010	9348.00
0.30	6.17	0.003	4113.33	34.04	0.005	13616.00	61.48	0.008	15370.00	70.11	0.010	14022.00
0.60	12.33	0.003	8220.00	68.07	0.005	27228.00	122.97	0.008	30742.50	140.21	0.010	28042.00
0.90	18.50	0.003	12333.33	102.11	0.005	40844.00	184.45	0.008	46112.50	210.32	0.010	42064.00
1.20	24.67	0.003	16446.67	136.15	0.005	54460.00	245.94	0.008	61485.00	280.42	0.010	56084.00



Donde:

$t_u$  : Resistencia máxima del suelo en la dirección axial.

$\Delta_t$  : Desplazamiento del suelo en la dirección axial.

$K$  : Rigidez del resorte suelo en la dirección axial.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, se ha procedido a efectuar una comparación entre los valores de fuerzas axiales máximas para una longitud "X" en ambos lados de la zona desplazada respecto de un modelo considerado empotrado en los extremos, esto es cuando  $X=0$ . Los resultados más importantes se muestran en los siguientes gráficos:

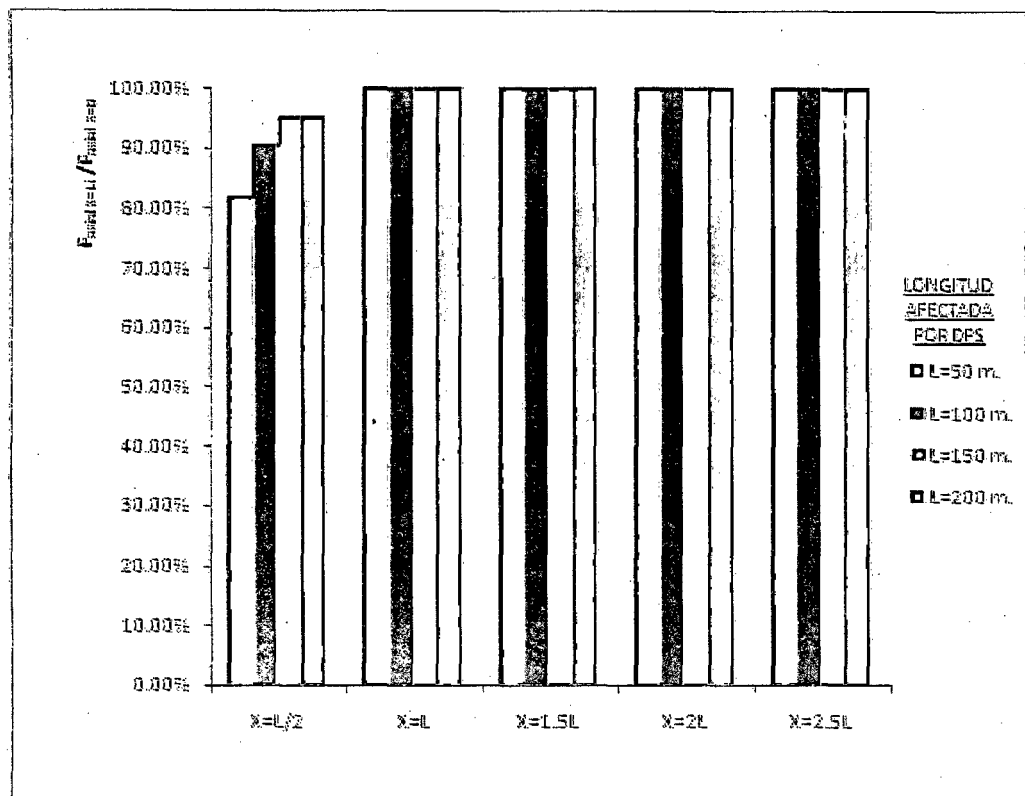


FIGURA 5.5 Variación de la Fuerza Axial Máxima respecto del modelo empotrado( $X=0$ ), para diferentes longitudes de influencia "X", Tipo de Suelo S2, diámetro  $D=0.60$  m

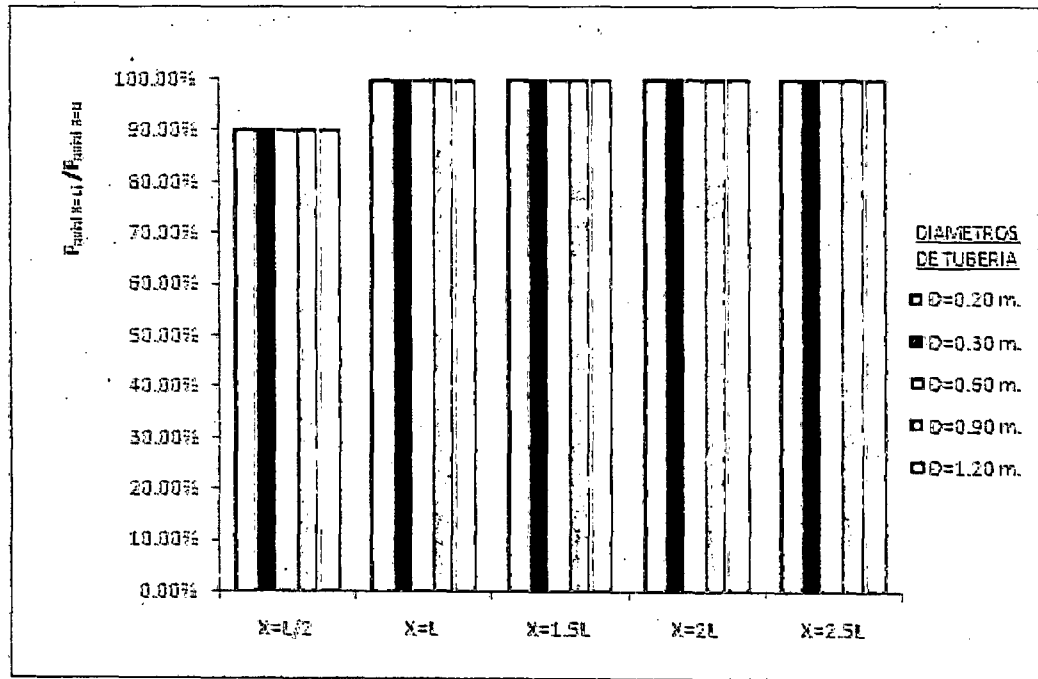


FIGURA 5.6: Variación de la Fuerza Axial Máxima respecto del modelo empotrado( $X=0$ ), para diferentes longitudes de influencia "X", Tipo de Suelo S2,  $L=100.00$  m

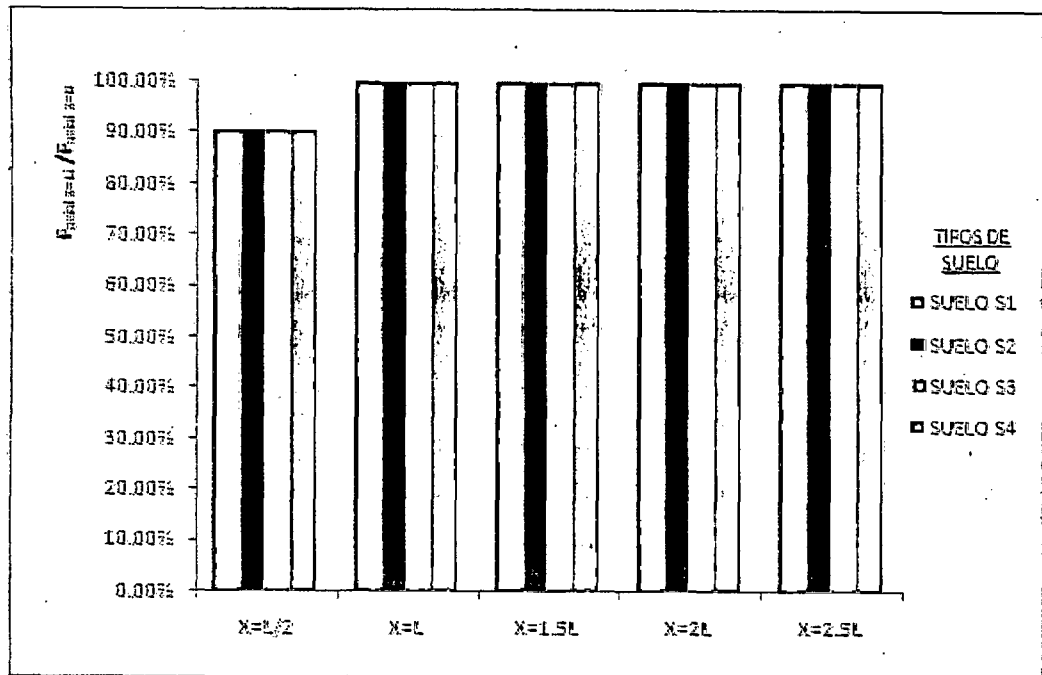


FIGURA 5.7: Variación de la Fuerza Axial Máxima respecto del modelo empotrado( $X=0$ ), para diferentes longitudes de influencia "X", Diámetro  $D=0.60$  m.,  $L=100.00$  m

En las Figuras N° 5.5, 5.6 y 5.7, se puede apreciar que la variación de la fuerza axial máxima en el sistema de tuberías considerando



longitudes de influencia más allá de la zona afectada con DPS, y el modelo empotrado ( $X=0$ ) presentan valores prácticamente iguales por lo que se precisa que un modelo con longitud teórica infinita en ambos extremos de la longitud sujeta a DPS es equivalente a considerar un modelo considerando únicamente la longitud afectada con DPS cuyas condiciones de borde en los extremos sea empotrada.

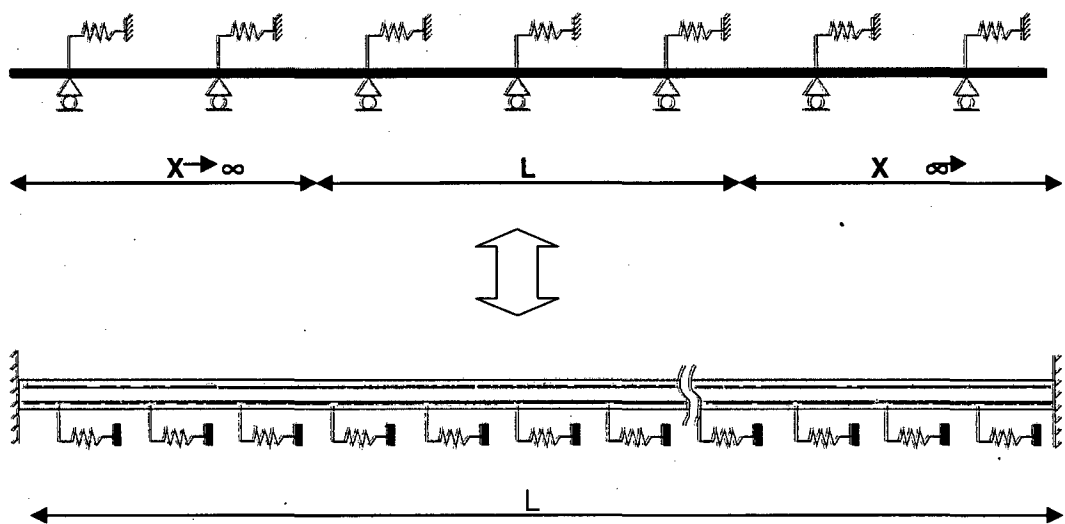


FIGURA 5.8 Modelo Estructural para Análisis de Sistema de Tuberías

- b) A partir de los modelos realizados, también es posible determinar una longitud de influencia sujeta a fuerza axial en ambos extremos de la zona desplazada, y que sería de interés para las condiciones de diseño ante fenómenos de DPS en dirección longitudinal de la tubería. A continuación se muestran gráficamente los resultados de los modelos analizados.

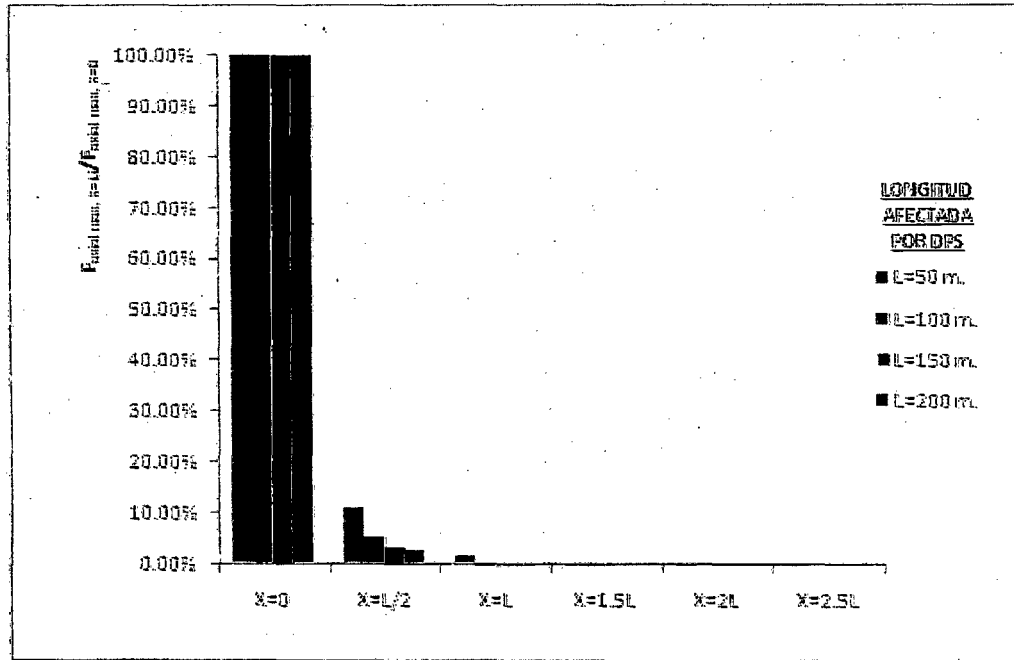


FIGURA 5.9 Variación de la Fuerza Axial Máxima en ambos lados de la zona afectada por DPS, Tipo de Suelo S2, diámetro D=0.60 m

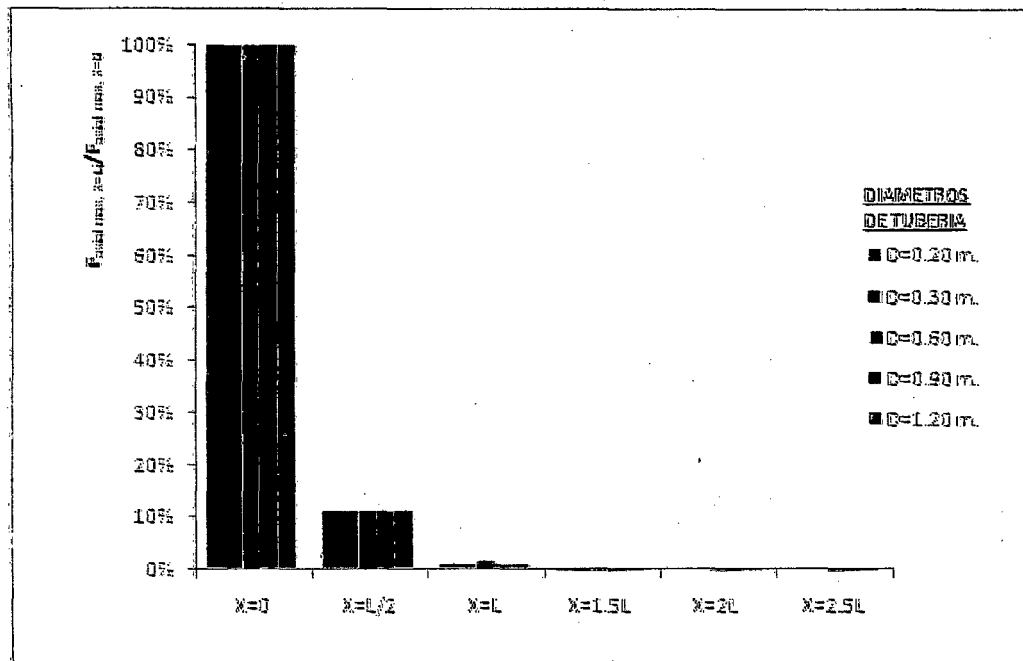


FIGURA 5.10 Comportamiento de la Fuerza Axial variando el diámetro de tubería; longitud afectada por DPS L=50 m., Tipo de Suelo S2

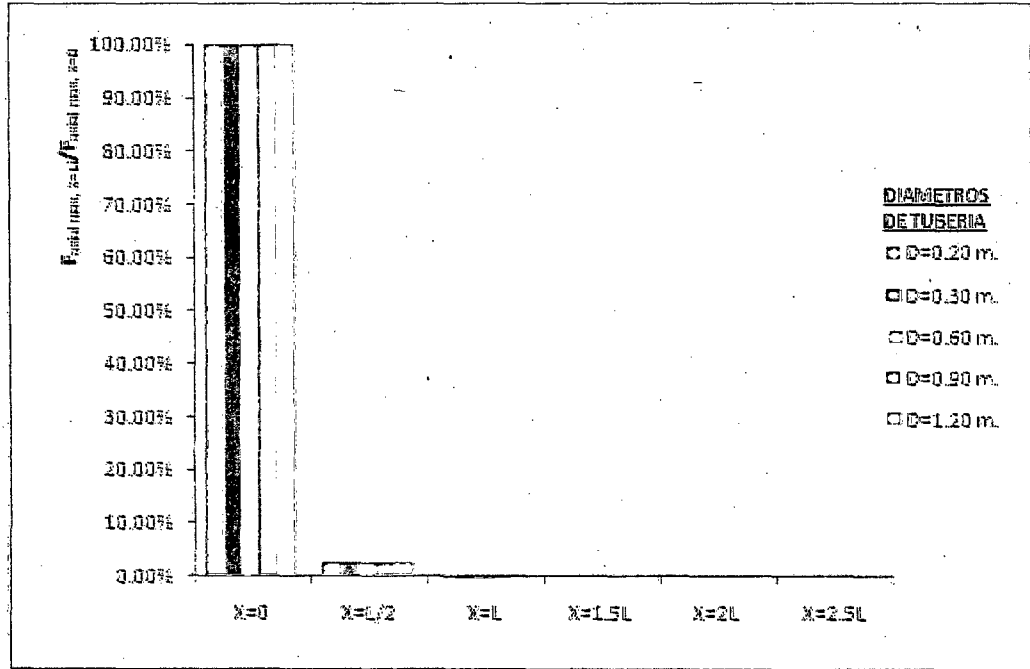


FIGURA 5.11 Comportamiento de la Fuerza Axial variando el diámetro de tubería; longitud afectada por DPS  $L=200$  m., Tipo de Suelo S2

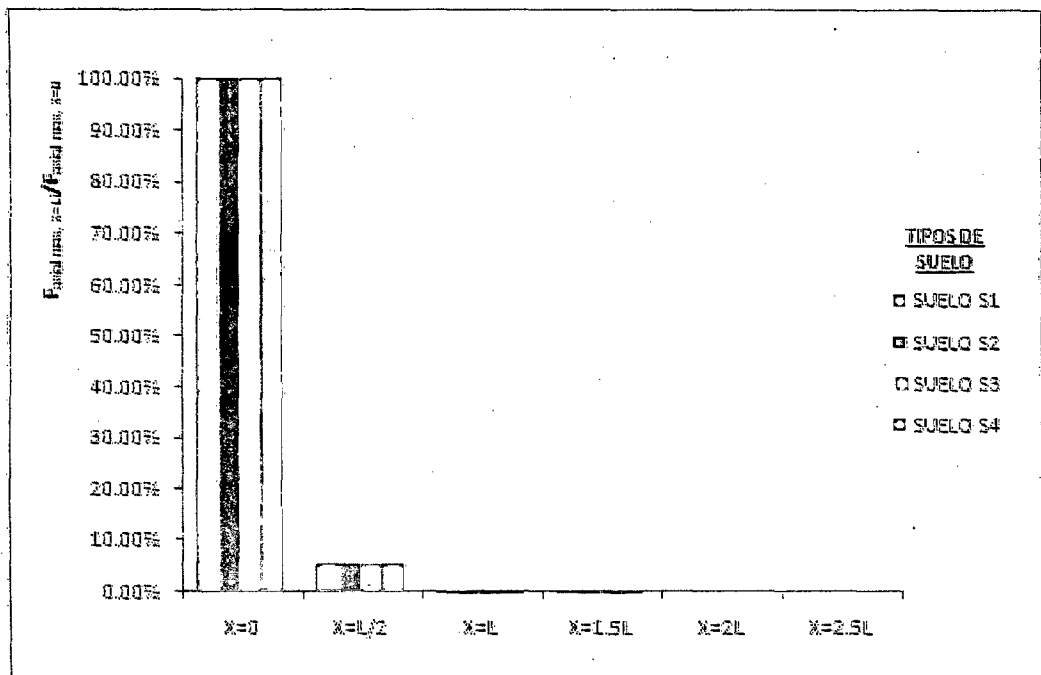


FIGURA 5.12 Comportamiento de la Fuerza Axial variando el tipo de suelo; longitud afectada por DPS  $L=100$  m.,  $D=0.60$  m

En las Figuras N° 5.9, 5.10, 5.11 y 5.12, se puede apreciar en el sistema de tuberías ubicadas en ambos extremos, de la longitud "L" afectada por la DPS, que el valor de la fuerza axial disminuye aproximadamente hasta un máximo del 10% del valor de la fuerza axial obtenida en la zona desplazada, para una extensión de 0.5L; y para extensiones en longitudes equivalentes a L, 1.5L, 2L y 2.5L, los valores de la fuerza axial prácticamente son nulos. En ese sentido, para los fines de diseño se manifiesta que lo especificado para la zona desplazada, es posible extenderlo conservadoramente al diseño del sistema de tuberías adyacentes a la zona afectada hasta un máximo de 0.5L en ambos extremos.

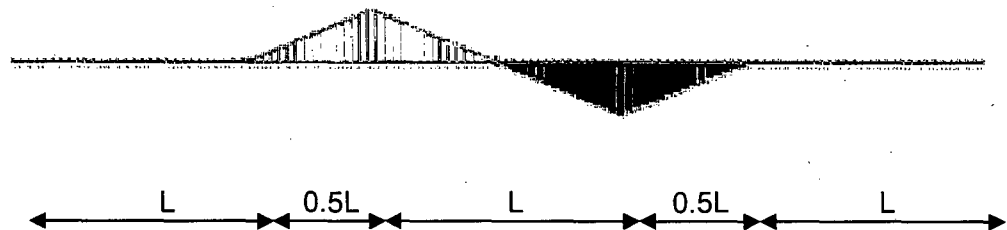


FIGURA 5.13 Longitud de influencia de una zona afectada por DPS

- c) Determinado en el literal a) la factibilidad de que el modelo de longitud "L" afectada por el fenómeno de DPS con los extremos empotrados, refleja el comportamiento de un sistema de tuberías de gran longitud, se realizaron varios modelos con combinaciones de los diversos parámetros, cuyos resultados mostraron un comportamiento del sistema de tuberías entre dos casos, los mismos que se indican a continuación:

**CASO 1:** El desplazamiento "δ" en la zona afectada por DPS es apreciable para la longitud afectada "L"; entonces el valor de la fuerza axial máxima es controlada por "L". En este caso, es posible plantear los desplazamientos del suelo y la tubería, como sigue:

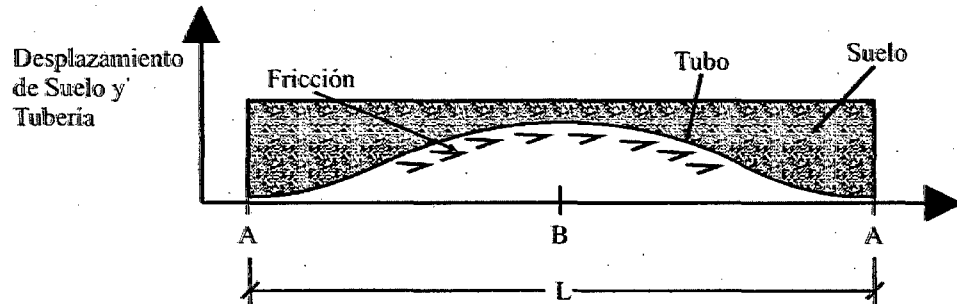


FIGURA 5.14 Hipótesis de interfase suelo tubería Caso 1

Del gráfico se aprecia que el desplazamiento ha ocasionado que la tubería esté sujeta a la fuerza de fricción "t<sub>u</sub>" resultante de la interacción. Resolviendo el sistema, al considerar el modelo simétrico, se obtiene que la fuerza axial máxima corresponde a:

$$F_{\text{máxima}} = \frac{L \cdot t_u}{2} \quad (5.1)$$

Donde:

F : Fuerza axial máxima en la tubería.

L : Longitud de la tubería afectada por DPS.

t<sub>u</sub> : Fuerza de fricción del suelo por unidad de longitud.

Los modelos numéricos arrojaron comportamientos muy similares al determinado por la formulación anterior. Estos fueron desarrollados empleando SAP 2000 versión 14 y el software Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees) versión 2.1.0. En este último caso se indican mayores alcances en el Anexo "A". Se muestran los resultados a continuación:

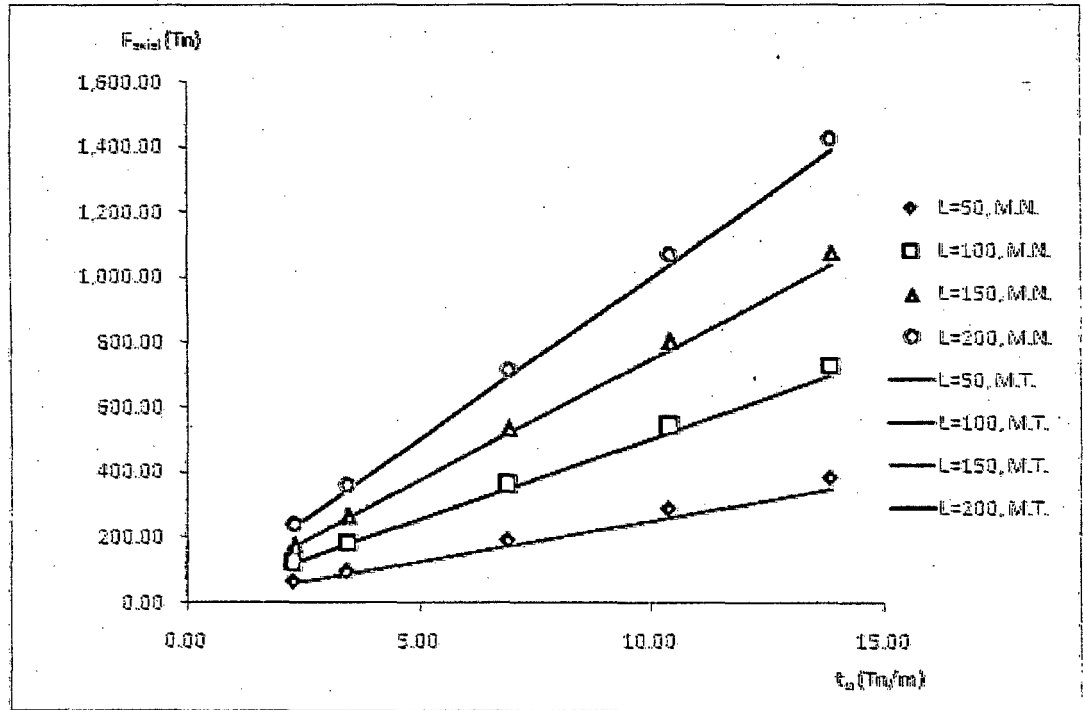


FIGURA 5.15 Comportamiento de la Fuerza Axial Máxima en el Modelo Teórico (M.T.) y el Modelo Numérico (M.N.), variando los diámetros de las tuberías y longitudes afectadas por DPS, Tipo de Suelo S1

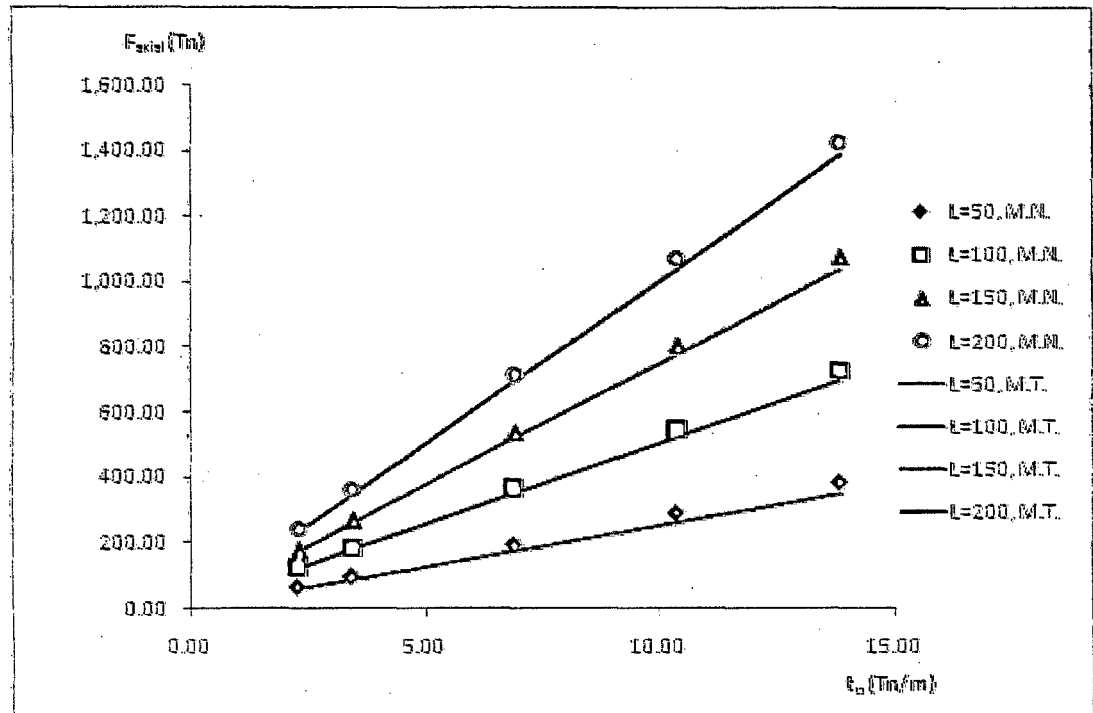


FIGURA 5.16 Comportamiento de la Fuerza Axial Máxima en el Modelo Teórico (M.T.) y el Modelo Numérico (M.N.), variando los diámetros de las tuberías y longitudes afectadas por DPS, Tipo de Suelo S2

Los diagramas de la fuerza axial, que se presentan tanto en el modelo teórico como en el numérico se indican a continuación:

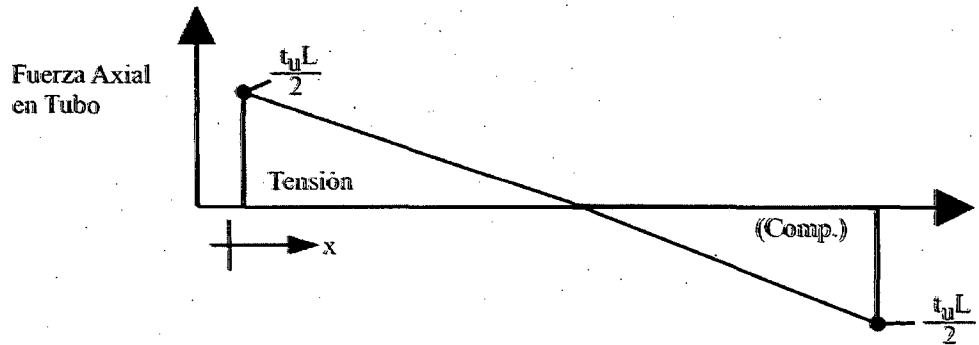


FIGURA 5.17 Diagrama de Fuerza Axial obtenido del Modelo Teórico

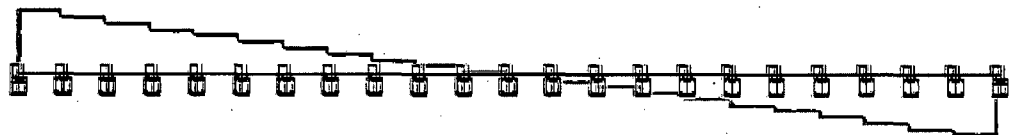


FIGURA 5.18 Diagrama de Fuerza Axial obtenido del Modelo Numérico

**CASO 2:** El desplazamiento " $\delta$ " en la zona afectada por DPS es pequeño respecto de la longitud afectada " $L$ ", entonces el valor de la fuerza axial máxima es controlada por " $\delta$ ".

En este caso, es posible plantear los desplazamientos del suelo y la tubería, según el siguiente gráfico:

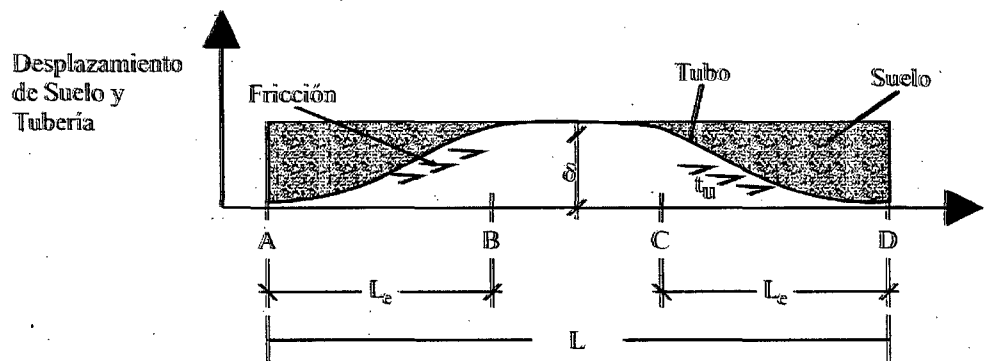


FIGURA 5.19 Hipótesis de interfase suelo tubería Caso 2



Del gráfico se aprecia que el desplazamiento ha ocasionado que la tubería esté sujeta a la fuerza de fricción " $t_u$ " resultante de la interacción suelo – tubería, pero parcialmente a lo largo de la longitud " $L$ " afectada por la DPS. A esta longitud parcial se le denominará longitud efectiva ( $L_e$ ). Resolviendo el sistema, al considerar el modelo simétrico, se obtiene que la fuerza axial máxima corresponden a:

$$F_{m\acute{a}x} = L_e \cdot t_u \quad (5.2)$$

De igual forma considerando que el desplazamiento " $\delta$ ", provoca una deformación en la zona sujeta a la fuerza de fricción es posible plantear:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (5.3)$$

Donde:

$$\sigma = \frac{F_{m\acute{a}x}}{\pi \cdot D \cdot t} \quad (5.4)$$

$$\varepsilon = \frac{\delta}{L_e} \quad (5.5)$$

Reemplazando en la expresión inicial se obtiene:

$$L_e^2 = \frac{\delta \cdot \pi \cdot D \cdot t \cdot E}{t_u} \quad (5.6)$$

Donde:

F : Fuerza axial máxima en la tubería.

L : Longitud efectiva de la tubería sujeta a la fuerza de fricción.

$t_u$  : Fuerza de fricción del suelo por unidad de longitud.



$\delta$  : Desplazamiento de la zona afectada por DPS.

D : Diámetro de la tubería.

t : Espesor de las paredes en la tubería.

E : Módulo de elasticidad del material de la tubería.

Los modelos numéricos similar al caso anterior fueron desarrollados con el software indicado. El comportamiento de las tuberías para este caso se muestra en los siguientes gráficos:

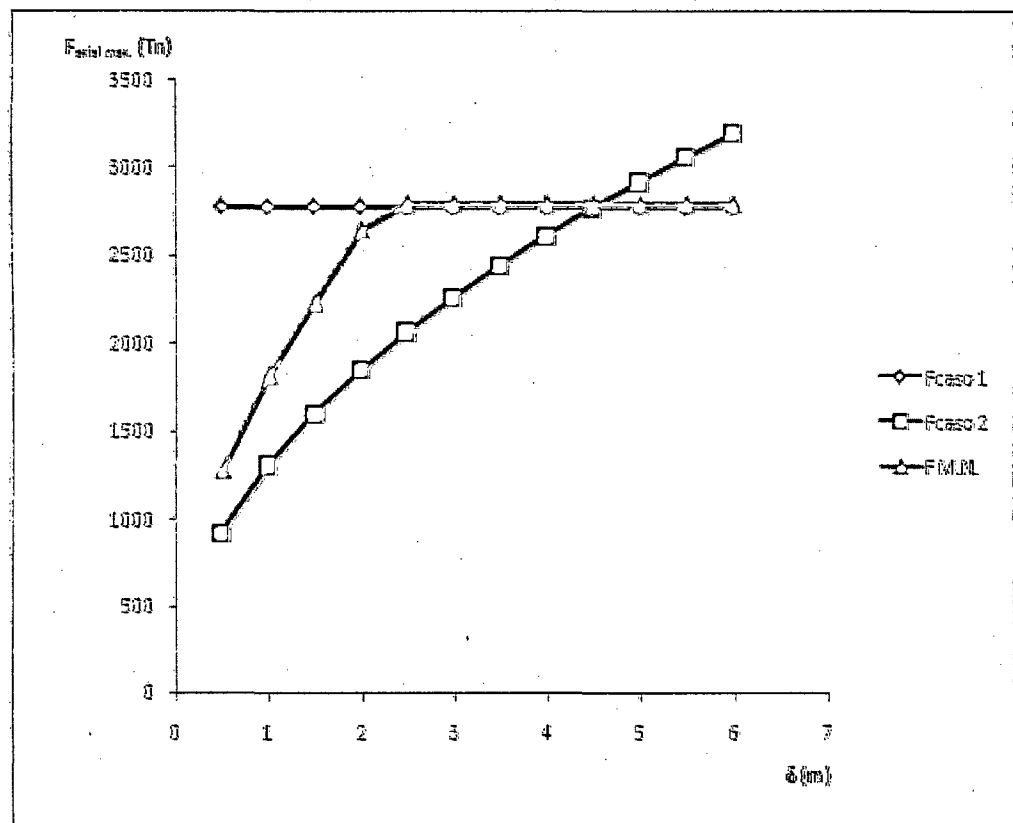


FIGURA 5.20 Comportamiento de la Fuerza Axial Máxima en el Modelo Teórico (M.T.) de Caso 1 y Caso 2, y el Modelo Numérico (M.N.), variando los desplazamientos de la zona afectada por DPS, L=800 m., D=0.60 m., Tipo de Suelo S2

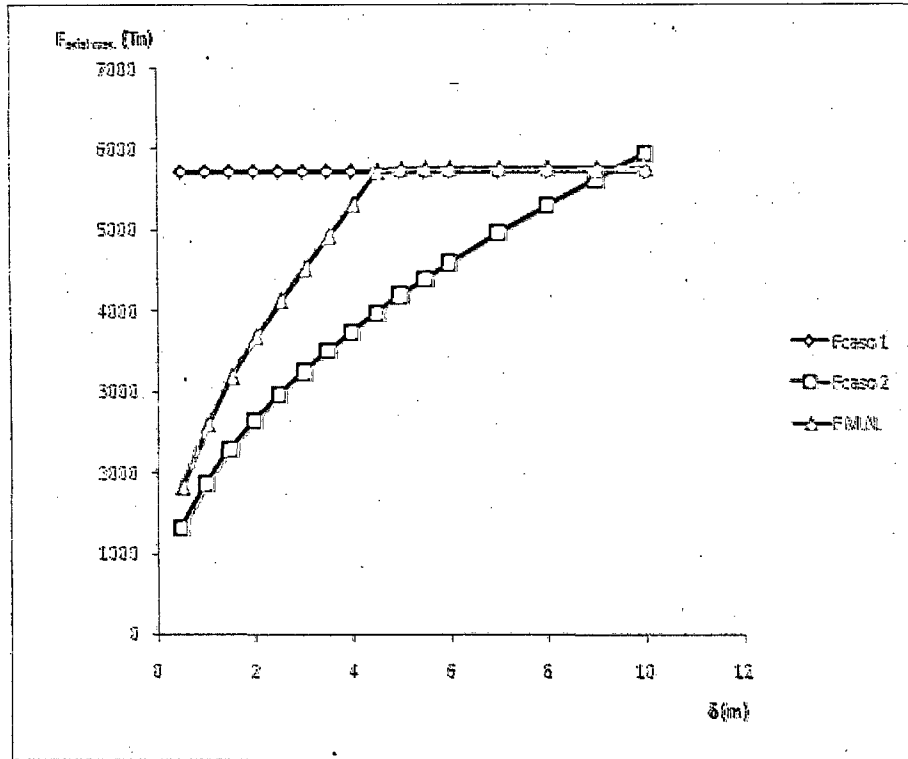


FIGURA 5.21 Comportamiento de la Fuerza Axial Máxima en el Modelo Teórico (M.T.) de Caso 1 y Caso 2, y el Modelo Numérico (M.N.), variando los desplazamientos de la zona afectada por DPS, L=800 m., D=0.60 m., Tipo de Suelo S4

Los diagramas de la fuerza axial que se presentan tanto en el modelo teórico como en el modelo numérico se indican a continuación:

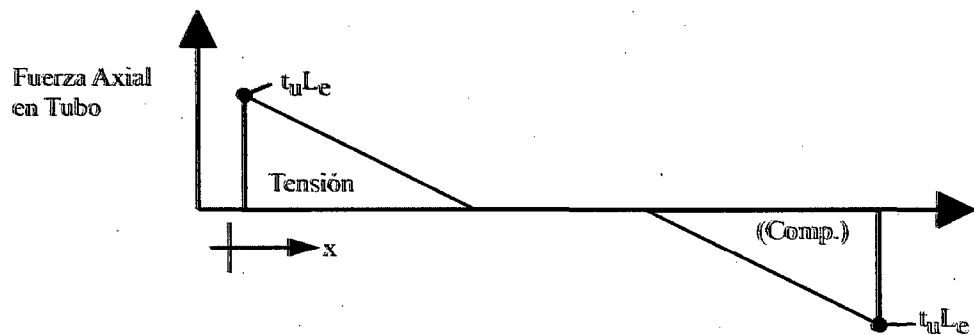


FIGURA 5.22 Diagrama de Fuerza Axial obtenido del Modelo Teórico



FIGURA 5.23 Diagrama de Fuerza Axial obtenido del Modelo Numérico

## 1.2 Deformación Transversal

Las características del estudio corresponden a un sistema de tuberías que atraviesan una zona de deformación permanente de suelo (DPS) de longitud y ancho igual a "L" m, y "W" m respectivamente, cuyo desplazamiento máximo ( $\delta$ ) puede ser tomado igual a 2.0 m en la dirección transversal. En este caso se estudia el comportamiento de la tubería si está orientada perpendicularmente a la dirección del movimiento del suelo.

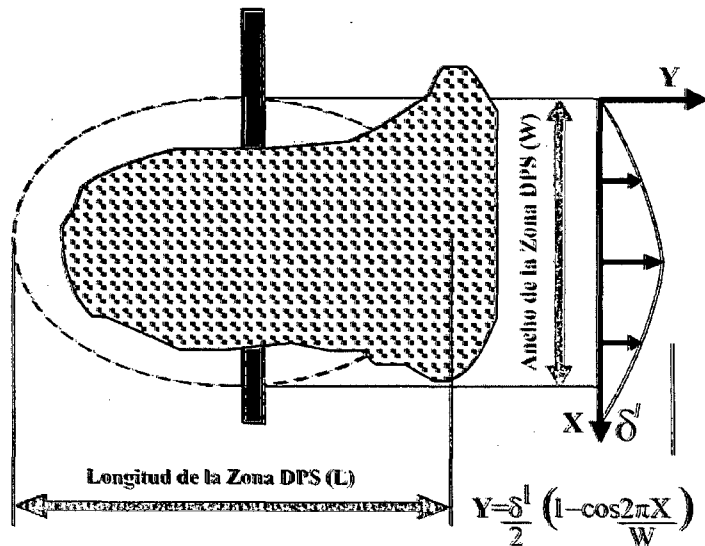


FIGURA 5.24 Características de la zona con DPS, Patrón del Desplazamiento Transversal

El patrón de aplicación de la deformación transversal del suelo, como se observa en la Figura 5.24 corresponde a un valor variable "δ" aplicado a todo lo ancho de la zona afectada por la DPS.

Las características de los resortes suelo, para las diferentes combinaciones en los modelos se indican a continuación.

Tabla 5.4 Valores de parámetros de resorte suelo lateral

DIAM. (m)	SUELO S1			SUELO S2			SUELO S3			SUELO S4		
	$p_u$ (KN/m)	$\Delta_p$ (m)	K (KN/m <sup>2</sup> )	$p_u$ (KN/m)	$\Delta_p$ (m)	K (KN/m <sup>2</sup> )	$p_u$ (KN/m)	$\Delta_p$ (m)	K (KN/m <sup>2</sup> )	$p_u$ (KN/m)	$\Delta_p$ (m)	K (KN/m <sup>2</sup> )
0.20	50.91	0.052	1958.08	82.96	0.052	3190.77	115.31	0.052	4435.00	201.17	0.052	7737.31
0.30	66.08	0.054	2447.41	113.59	0.054	4207.04	164.25	0.054	6083.33	288.23	0.054	10675.19
0.60	105.71	0.060	3523.67	193.45	0.060	6448.33	291.89	0.060	9729.67	514.69	0.060	17156.33
0.90	142.67	0.066	4323.33	262.59	0.066	7957.27	397.67	0.066	12050.61	699.87	0.066	21208.18
1.20	179.03	0.072	4973.06	325.98	0.072	9055.00	490.23	0.072	13617.50	859.73	0.072	23881.39

Donde:

$p_u$  : Resistencia máxima del suelo en la dirección lateral.

$\Delta_p$  : Desplazamiento del suelo en la dirección lateral.

K : Rigidez del resorte suelo en la dirección lateral.

El modelo empleado para el estudio del comportamiento del sistema de tuberías sujeto a DPS en dirección transversal es el siguiente:

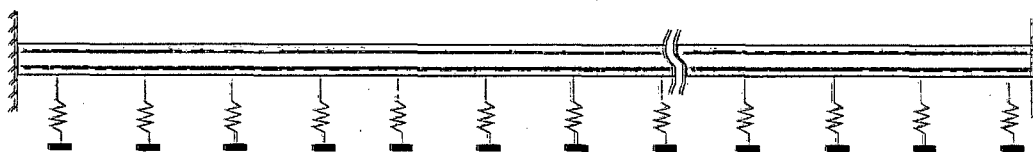


FIGURA 5.25 Modelo para el estudio del Sistema de Tubería sujeto a DPS transversal

Se realizaron varios modelos con combinaciones de los diversos parámetros, cuyos resultados mostraron un comportamiento del sistema de tuberías entre dos casos, los mismos que se indican a continuación:

**CASO 1:** El ancho "W" en la zona afectada por DPS es apreciable respecto de la rigidez de la tubería, por lo que esta última es relativamente flexible, y su desplazamiento puede considerarse igual al del suelo. En este caso el desplazamiento "δ", controla el valor del momento flector al que se encuentra sujeto la tubería.

Es posible plantear los desplazamientos del suelo y la tubería, según el siguiente gráfico:

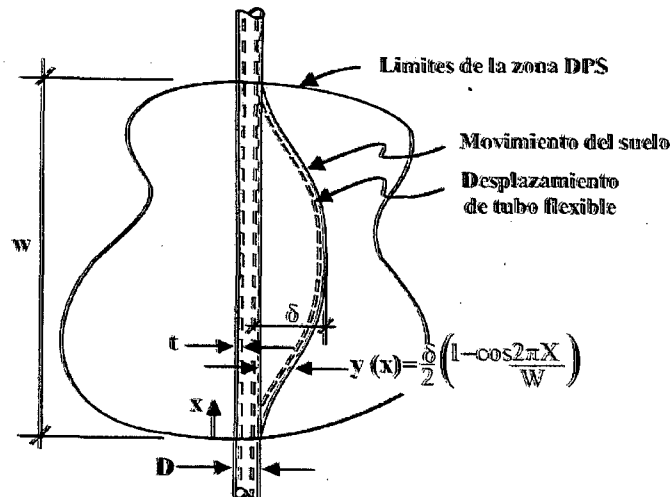


FIGURA 5.26 Hipótesis de interfase suelo tubería Caso 1

Los desplazamientos de la tubería y del suelo son prácticamente iguales, por lo que es posible plantear las ecuaciones válidas para una viga. A partir de ello se formula lo siguiente:

$$M_{\text{máximo}} = E \cdot I \cdot y''_{\text{máx.}} \quad (5.7)$$



Considerando:

$$y = \frac{\delta}{2} \left( 1 - \cos \frac{2\pi x}{W} \right) \quad (5.8)$$

De ambas expresiones se obtiene:

$$M_{\text{máximo}} = \frac{2 \cdot \delta \cdot E \cdot I \cdot \pi^2}{W^2} \quad (5.9)$$

Donde:

$M_{\text{máximo}}$  : Momento flector máximo

$\delta$  : Desplazamiento transversal de la zona afectada por DPS.

$W$  : Longitud de tubería afectada por DPS en dirección transversal.

$E$  : Módulo de elasticidad del material de la tubería.

$I$  : Momento de inercia de la sección transversal de la tubería.

Los modelos numéricos elaborados con la ayuda de SAP 2000 y Opensees, mostraron comportamientos muy similares al determinado por la formulación anterior. Se muestran algunos resultados a continuación:

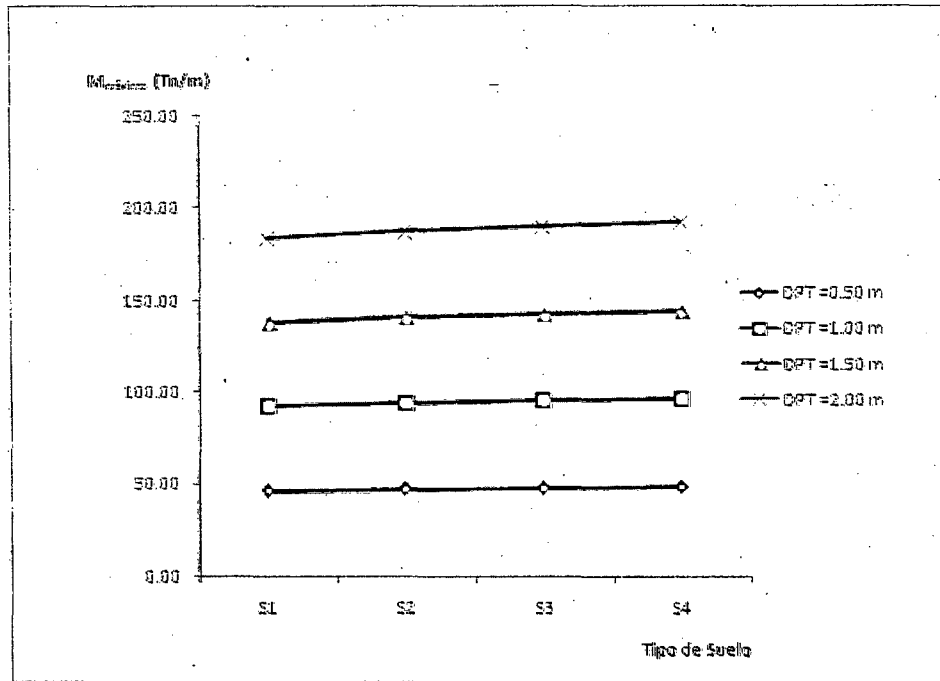


FIGURA 5.27 Comportamiento del Momento Flector Máximo, para diversos tipos de suelo afectado por DPS transversal, W= 50.00 m, D=0.60 m

De la figura anterior se aprecia que el momento flector no depende de las características del resorte suelo, ya que se mantiene prácticamente constante para los diferentes tipos de suelo.

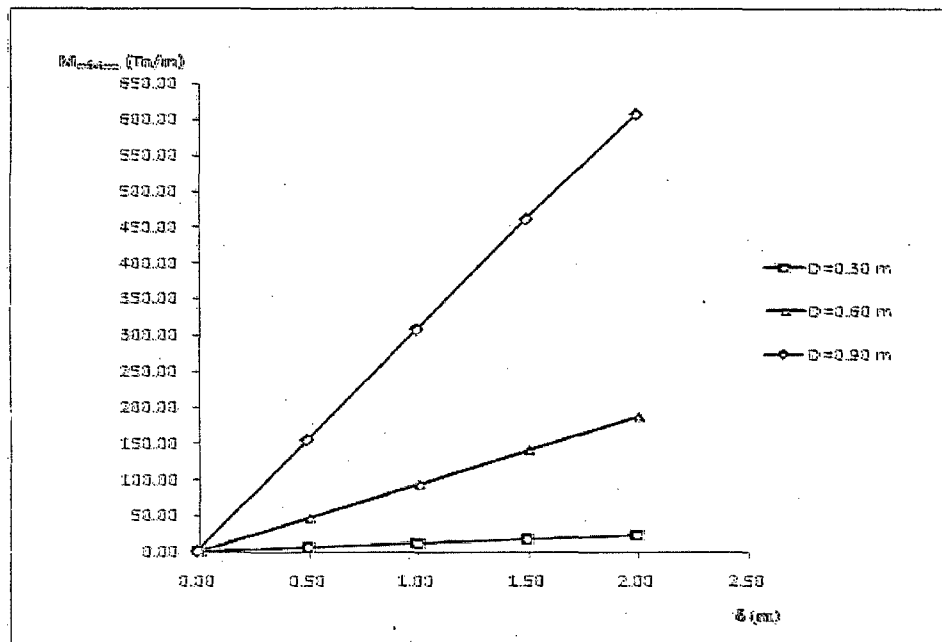


FIGURA 5.28 Comportamiento del Momento Flector Máximo, para diversos diámetros y desplazamientos por DPS transversal, W= 50.00 m, Tipo de Suelo S1

De la figura anterior se aprecia que el momento flector es prácticamente una función lineal de los desplazamientos por DPS transversal.

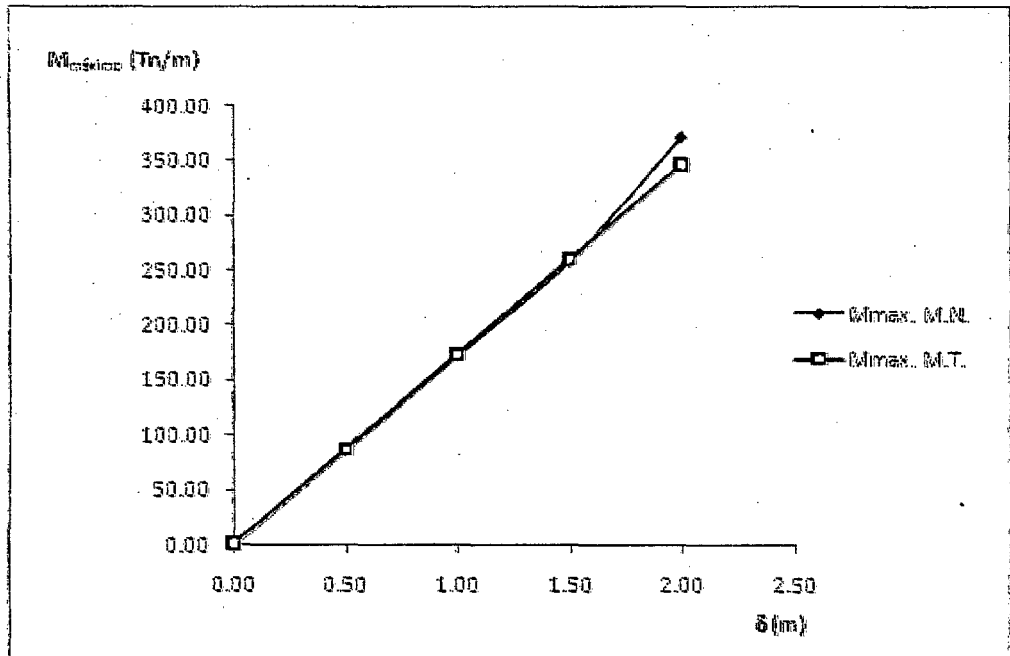


FIGURA 5.29 Comparación de Valores del Momento Flector Máximo para el Modelo Teórico (M.T.) y el Modelo Numérico (M.N.),  $W= 100.00$  m,  $D=1.20$  m, Tipo de Suelo S2

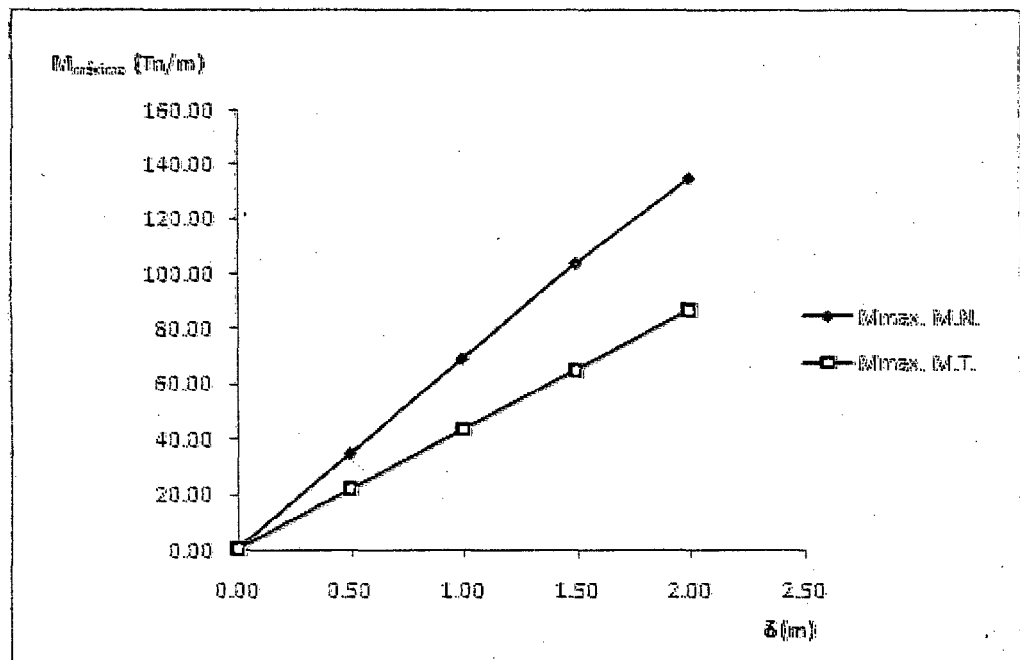


FIGURA 5.30 Comparación de Valores del Momento Flector Máximo para el Modelo Teórico (M.T.) y el Modelo Numérico (M.N.),  $W= 200.00$  m,  $D=1.20$  m, Tipo de Suelo S2



En las figuras 5.29 y 5.30 se aprecia el comportamiento del momento flector respecto del ancho de la zona afectada por DPS transversal. Los resultados son similares a los obtenidos con las expresiones antes planteadas en tanto la tubería se aproxime al comportamiento de una viga flexible.

**CASO 2:** El ancho "W" en la zona afectada por DPS no es apreciable respecto de la rigidez de la tubería en ese sector. En ese extremo, el desplazamiento de la tubería es mínimo, en tanto que el suelo ha alcanzado su máxima resistencia lateral  $p_u$ , parámetro que controlará el valor del momento flector al cual se encuentra sujeto la tubería.

En este caso, es posible plantear los desplazamientos del suelo y la tubería, según el siguiente gráfico:

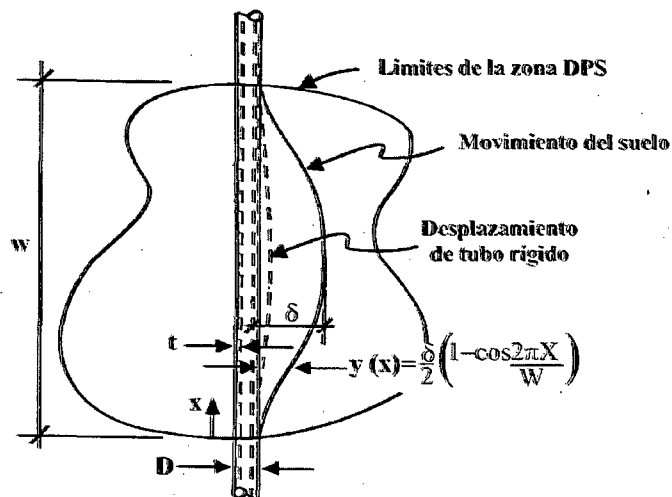


FIGURA 5.31 Hipótesis de interfase suelo tubería Caso 2

El modelo adecuado más próximo a ese comportamiento es el que se indica:

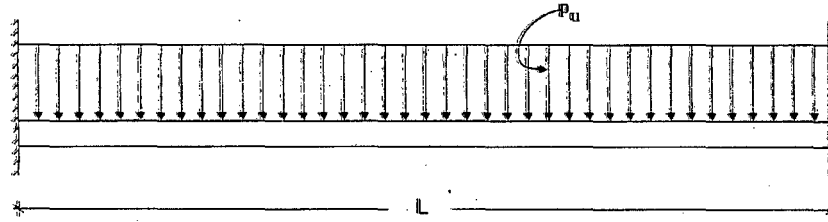


FIGURA 5.32 Modelo del comportamiento de la interfase suelo tubería Caso 2

Del modelo anterior es posible determinar el valor del Momento flector, según lo siguiente:

$$M_{\text{máximo}} = \frac{W^2 \cdot p_u}{12} \quad (5.10)$$

Donde:

$M_{\text{máximo}}$  : Momento flector máximo

$p_u$  : Resistencia máxima del suelo en la dirección lateral.

$W$  : Longitud de tubería afectada por DPS en dirección transversal.

Los modelos numéricos elaborados en SAP 2000 y Opensees mostraron comportamientos similares al determinado por la formulación anterior, en tanto se representaron escenarios similares a las hipótesis hechas para la formulación.

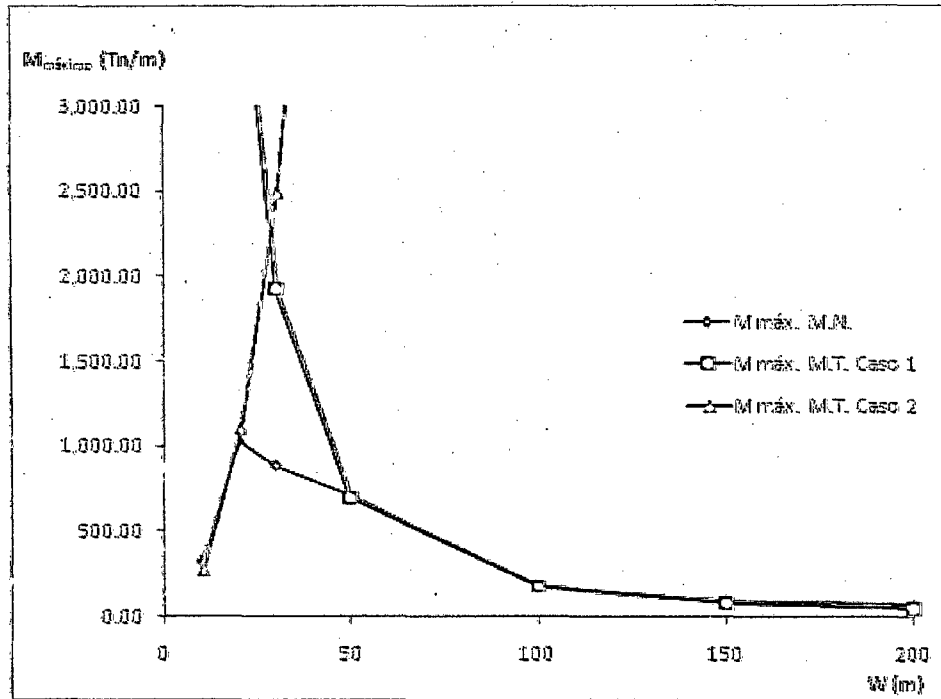


FIGURA 5.33 Comparación de los valores del Momento Flector Máximo, para el Modelo Numérico (M.N.) respecto de los Modelos Teóricos (M.T.) Caso 1 y 2, D=1.20 m., Tipo de Suelo S2,  $\delta = 1.00$  m

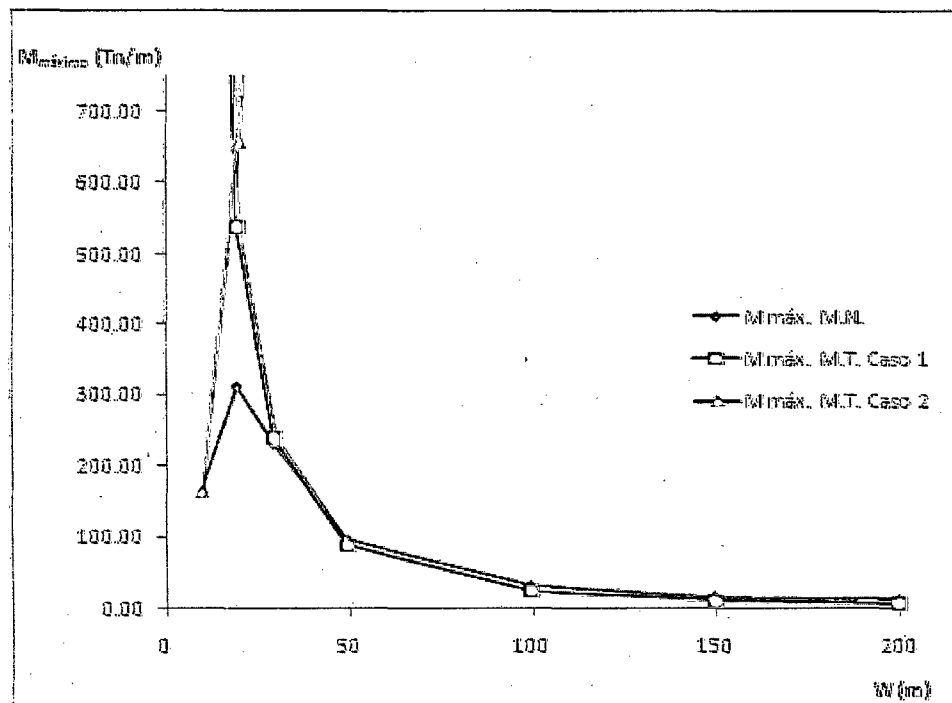


FIGURA 5.34 Comparación de los valores del Momento Flector Máximo, para el Modelo Numérico (M.N.) respecto de los Modelos Teóricos (M.T.) Caso 1 y 2, D=0.60 m., Tipo de Suelo S2,  $\delta = 1.00$  m



De las figuras se aprecia que el comportamiento de un sistema de tuberías ante DPS transversal se encuentra entre los Casos 1 y 2, dependiendo el mismo del nivel de desplazamiento aplicado y de la longitud de tubería afectada.

## **2) DEFORMACIONES TRANSITORIAS DEL SUELO (DTS)**

En general las deformaciones axiales inducidas por los esfuerzos presentados en las tuberías continuas que estén sujetas a un movimiento sísmico dependen fundamentalmente de lo siguiente:

- La deformación del suelo
- La longitud de onda de las ondas que se propagan con el sismo, y
- La interacción de fuerzas en la interfase suelo – tubería.

Por otro lado las deformaciones por flexión en la tubería debidas a la propagación de onda en dirección longitudinal son normalmente de segundo orden, por lo que no se consideran en las formulaciones correspondientes.

Estudios acerca del tema indican que para movimientos del suelo entre pequeños a moderados, una simplificación bastante aceptable es considerar la deformación de la tubería igual a la deformación del suelo. Sin embargo en grandes movimientos del suelo, ocurre un deslizamiento en la interfase suelo tubería, lo cual provoca que las deformaciones en la tubería sean menores que las deformaciones del suelo.

Se formularon teorías simplificadas para la evaluación de la respuesta de las tuberías debido a la propagación de ondas, siendo la primera la desarrollada por Newmark (1967), quién para su modelo consideró tres hipótesis:

- Los movimientos del suelo (registros tiempo historia de aceleraciones, velocidad y desplazamientos) en dos puntos a lo largo de la trayectoria de propagación se supone que difieren solo por un tiempo de retraso. El movimiento sísmico se modela según una onda que se propaga.
- Los términos de inercia de la tubería son pequeños y pueden ser despreciados.
- Se supone que no hay movimiento relativo en la interfaz suelo – tubería y por lo tanto la deformación de la tubería es igual a la deformación del suelo.

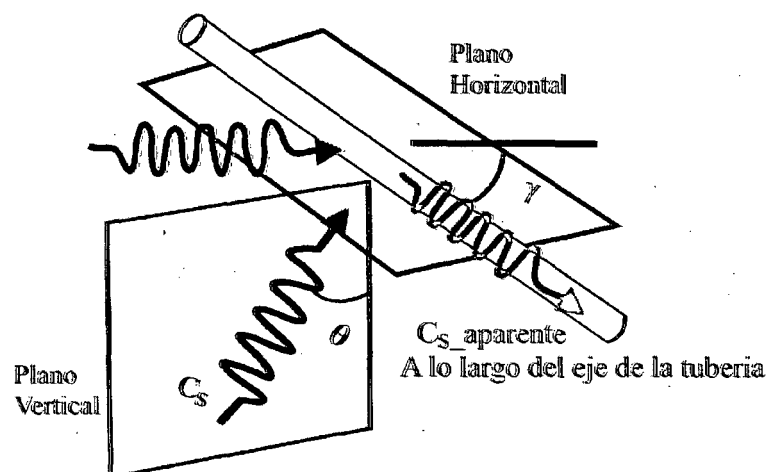


FIGURA 5.35 Esquema de la velocidad aparente de propagación de una Onda "S" a lo largo del eje de la tubería

A partir de estas hipótesis y tomando en consideración la Figura 5.35, es factible plantear para el caso de las ondas "S":



$$\varepsilon_g = \frac{V_m}{C_s} \sin \theta \cos \gamma \quad (5.11)$$

En este caso la deformación máxima ocurrirá para  $\theta$  y  $\gamma$  igual a  $45^\circ$ .

En ese caso:

$$\varepsilon_g = \frac{V_m}{2C_s} \quad (5.12)$$

Donde:

$\varepsilon_g$  : Deformación del suelo paralela al eje de la tubería.

$V_m$  : Velocidad máxima del suelo.

$C_s$  : Velocidad de la onda de corte.

De manera similar, para las ondas "R", la deformación del suelo paralela al eje de la tubería es:

$$\varepsilon_g = \frac{V_m}{C_{ph}} \quad (5.13)$$

En este último caso  $C_{ph}$ , denominada velocidad de fase, es paralela al eje de la tubería.

Con el correr de los años se hicieron otras investigaciones, las cuales ratificaron que las dos primeras hipótesis de Newmark, producían efectos bastante aceptables ingenierilmente. Respecto de la tercera

hipótesis, se propusieron diferentes formulaciones. En lo que sigue se desarrolla el modelo de M.O'Rourke y El HMadi, quienes propusieron un modelo de tubería enterrada como se indica en el gráfico siguiente:

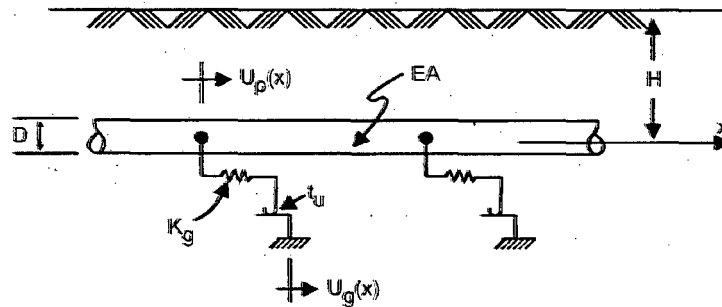


FIGURA 5.36 Modelo de Tubería Continua para análisis por DTS

Las propiedades de la tubería se refieren al área de su sección transversal "A" y módulo de elasticidad "E". La interfase suelo – tubería es representada por el resorte lineal de rigidez  $K_g$  y la máxima resistencia friccional del suelo  $t_u$ . Si se considera el sistema dentro del rango elástico la deformación en la tubería está por debajo de la deformación de fluencia y la fuerza del resorte suelo por debajo del valor  $t_u$ . Con estas consideraciones plantearon la siguiente ecuación diferencial:

$$\frac{d^2}{dx^2} U_p(x) - \beta^2 U_p(x) = -\beta^2 U_g(x) \quad (5.14)$$

Donde:

$U_p(x)$  : Desplazamiento axial de la tubería.

$U_g(x)$  : Desplazamiento del suelo paralelo al eje de la tubería.

$\beta^2$  : Parámetro de relación de propiedades;  $\beta = \sqrt{\frac{K_g}{AE}}$

Si la deformación del suelo  $\varepsilon_g$  entre dos puntos separados por una distancia  $L_s$  es modelada por una onda sinusoidal con longitud de onda  $\lambda=4L_s$ , entonces es posible expresar el desplazamiento en la base de los resortes suelo  $U_g(x)$ , según lo siguiente:

$$U_g(x) = \varepsilon_g \cdot L_s \sin \frac{\pi x}{2L_s} \quad (5.15)$$

ó

$$U_g(x) = \varepsilon_g \cdot L_s \sin \frac{2\pi x}{\lambda} \quad (5.16)$$

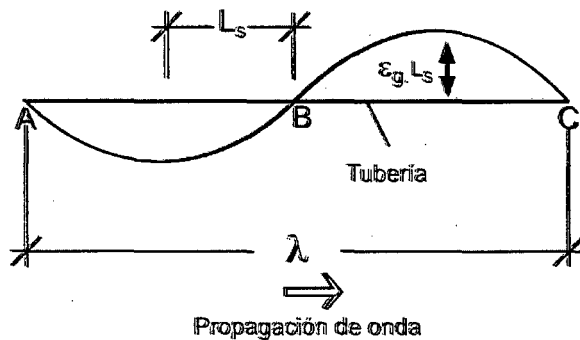


FIGURA 5.37 Modelo de la Tubería Continua sometida a la propagación de onda

Donde  $\varepsilon_g$  es la deformación promedio del suelo sobre una distancia de separación igual a  $L_s$ . Por lo tanto de las dos expresiones anteriores se desprende:

$$\varepsilon_g = \frac{dU_g}{dx} = \frac{\pi}{2} \cdot \varepsilon_g \frac{\beta^2}{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \cdot \cos \frac{\pi x}{2L_s} \quad (5.17)$$





La ecuación anterior corresponde a la solución elástica y considera que la deformación en la tubería es menor a la deformación de fluencia y la máxima fuerza en los resortes suelo es menor que la fricción resistente en la interfase suelo – tubería, esto es:

$$\varepsilon_g L_s \left[ 1 - \frac{\beta^2}{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \right] < \frac{t_u}{K_g} \quad (5.18)$$

A partir de la ecuación 5.18, la deformación de deslizamiento  $\varepsilon_s$  es definida como:

$$\varepsilon_s = \frac{t_u}{K_g L_s} \left[ \frac{\beta^2 + \left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2}{\left(\frac{\pi}{2L_s}\right)^2} \right] \quad (5.19)$$

Para la ecuación anterior y considerando diversos parámetros de modelamiento, se presenta el comportamiento de la deformación del suelo límite " $\varepsilon_s$ ", frente a la distancia de separación  $L_s$ . Las propiedades consideradas para cada tipo de suelo son las indicadas en la Tabla 5.3.

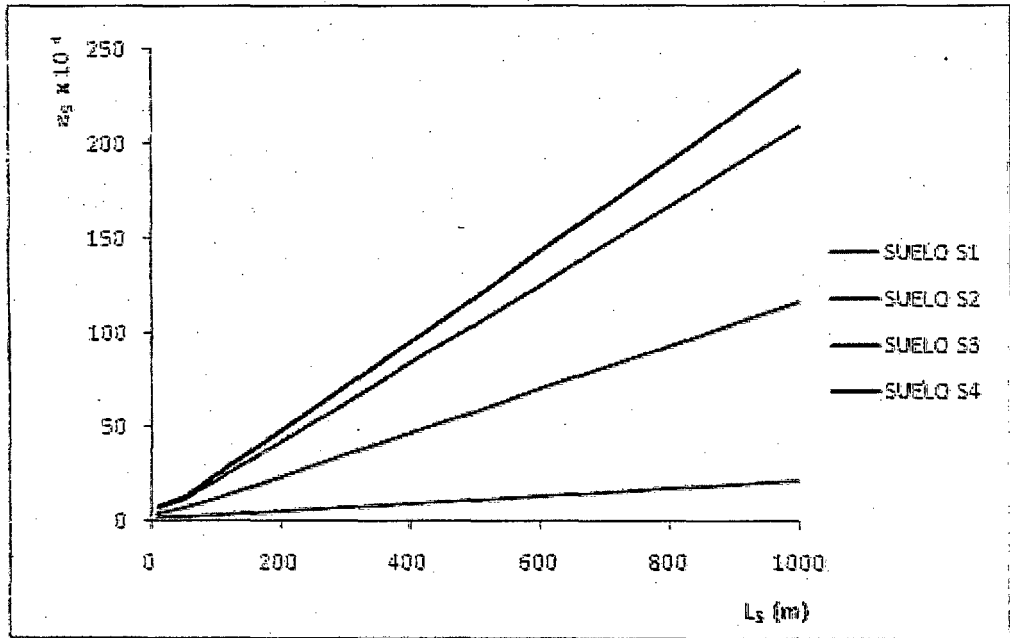
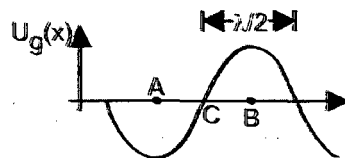


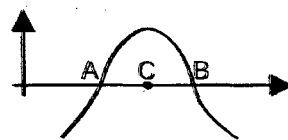
FIGURA 5.38 Variación de  $\epsilon_s$ , considerando diferentes tipos de suelo,  $D=0.60$  m,  $H=1.20$  m

La figura anterior refleja la relación proporcional entre la deformación límite " $\epsilon_s$ ", y los parámetros de suelo.

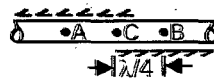
Teniendo en consideración lo anterior, se plantea el caso en el cual el deslizamiento ocurre sobre toda la longitud del tubo, y tal y como se muestra en las figuras siguientes:



(a) Desplazamiento del suelo



(b) De formación del suelo



(b) Fuerzas de fricción sobre la tubería

FIGURA 5.39 Modelo de la deformación por fricción por los efectos de la propagación de ondas sobre tuberías enterradas



Para una onda con longitud  $\lambda$ , los puntos en los cuales la deformación del suelo es cero son los puntos "A" y "B", y se encuentran separados por una distancia  $\lambda/2$ . Suponiendo una fuerza de fricción en la interfase suelo – tubería  $t_u$  por unidad de longitud, entonces la máxima deformación de la tubería en el punto "C" debida a la fricción es:

$$\varepsilon_p = \frac{t_u L_s}{EA} \quad (5.20)$$

Considerando

$$L_s = \frac{\lambda}{4} \quad (5.21)$$

Donde:

$\varepsilon_s$  : Deformación Máxima en la tubería.

$\lambda$  : Longitud de onda.

$T_u$  : Fuerza de fricción del suelo por unidad de longitud.

A : Área de la sección del tubo.

E : Módulo de elasticidad del material de la tubería.

Por lo tanto, la evaluación de las deformaciones de las tuberías continuas sujetas a DTS, será determinada del modo siguiente:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_s, \quad \text{si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_s, \quad \text{y} \quad (5.22)$$

$$\varepsilon_p = \frac{t_u L_s}{EA}, \quad \varepsilon_s > \varepsilon_s \quad (5.23)$$



A continuación se muestran, los valores obtenidos por la aplicación de las fórmulas anteriores, para una tubería de diámetro  $D=1.07$  m,  $t=0.008$  m,  $V_{\text{mi}} = 0.35$  m/s, sometidas al paso de una onda de propagación "R".

Tabla 5.5 Cálculo de las deformaciones de tubería por DTS

f (Hz)	$C_{ph}$ (m/s)	$\lambda$ (m)	$\epsilon_g$ ( $\times 10^{-3}$ )	$t_u$ (Tn/m)	$K_g$ (Tn/m <sup>2</sup> )	$L_s$ (m)	$\beta^2$ (1/m <sup>2</sup> )	$\epsilon_s$ ( $\times 10^{-3}$ )	$\epsilon_p$ ( $\times 10^{-3}$ )
0.20	900.00	4500.00	0.39	6.00	2386.95	1125.00	0.004386	5.03	0.39
0.30	137.00	456.00	2.55	6.00	2386.95	114.00	0.004386	0.53	1.26
0.40	92.00	230.00	3.80	6.00	2386.95	57.50	0.004386	0.30	0.63

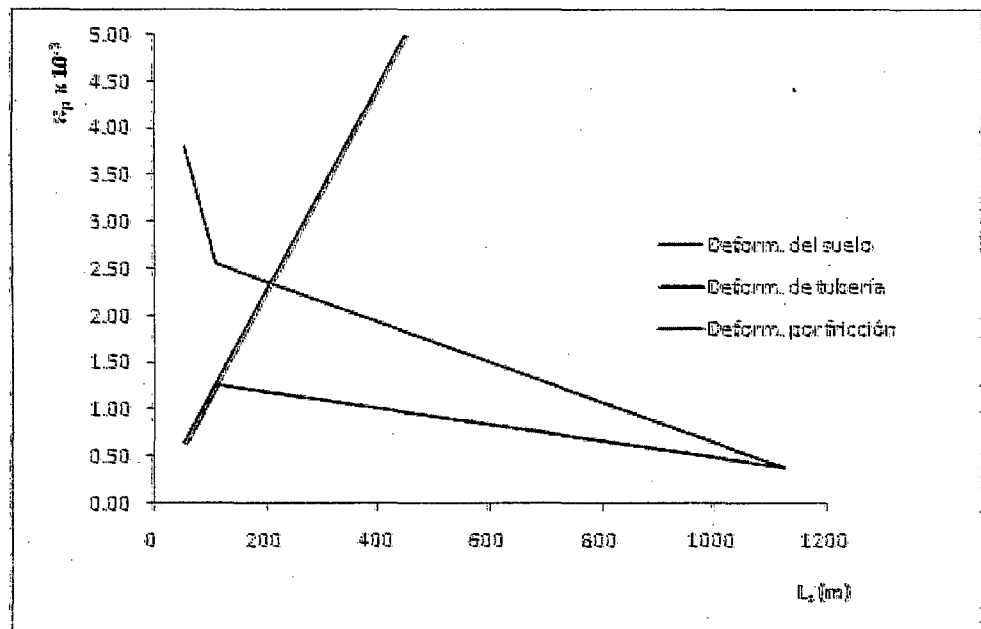


FIGURA 5.40 Variación de  $\epsilon_p$ , entre los dos casos considerados respecto de  $\epsilon_s$

De la figura es posible apreciar que el comportamiento de la deformación de la tubería ante los fenómenos de DTS, se encuentra enmarcada dentro de los dos casos planteados y que dependerán directamente del valor de  $\epsilon_s$ .

Alternativamente podrían desarrollarse modelos como los indicados en las figuras siguientes, que corresponderían a un modelo empotrado con resortes axiales y transversales así como amortiguadores en ambas direcciones, sometido a un desplazamiento axial con un patrón que siga la forma sinusoidal de acuerdo a la hipótesis planteada, mediante un análisis cuasi estático.

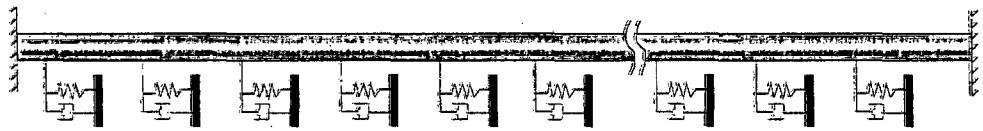


FIGURA 5.41 Modelo interacción suelo – tubería para vibración axial

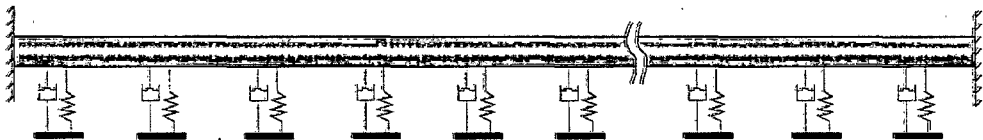


FIGURA 5.42 Modelo interacción suelo – tubería para vibración transversal

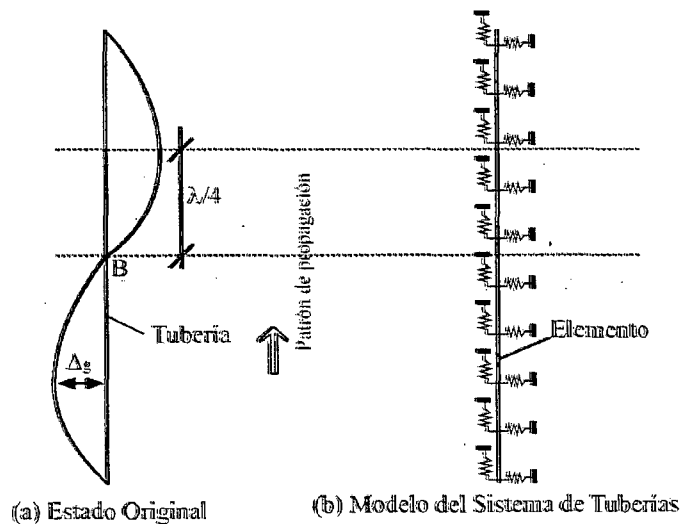


FIGURA 5.43 Modelo de tubería continua sujeta a una onda de propagación

Para los modelos numéricos se empleó el software Opensees, y los criterios establecidos en la Figura 5.43, encontrándose un



comportamiento muy similar a lo indicado en las formulaciones teóricas en cada uno de los casos. En la tabla siguiente se comparan resultados obtenidos con las formulaciones teóricas y los procedimientos numéricos:

Tabla 5.6 Comparación de las deformaciones de tubería por DTS, en el Modelo Teórico y Modelo Numérico

f (Hz)	$C_{ph}$ (m/s)	$\lambda$ (m)	$\epsilon_g$ ( $\times 10^{-3}$ )	$L_s$ (m)	$\epsilon_p$ TEORICO ( $\times 10^{-3}$ )	$\epsilon_p$ NUMERICO ( $\times 10^{-3}$ )
0.20	900.00	4500.00	0.39	1125.00	0.39	0.39
0.30	137.00	456.00	2.55	114.00	1.26	1.21
0.40	92.00	230.00	3.80	57.50	0.63	0.60

## V.2 TUBERÍAS SEGMENTADAS

### 1) DEFORMACIONES PERMANENTES DEL SUELO (DPS)

#### 1.1 Deformación Longitudinal

El fenómeno de DPS longitudinal que afecta un sistema de tuberías segmentadas, provoca deformaciones axiales en las piezas de tubos componentes, así como desplazamientos axiales relativos en las uniones. A diferencia de las tuberías continuas, en este caso los daños ocurren en las juntas del sistema, toda vez que éstas presentan valores de esfuerzos resistentes menores que la pieza componente de tubo. Estas fallas en las juntas se encuentran asociadas directamente con la capacidad de esfuerzo y deformación de las mismas, así como también con las características de la zona de DPS.

Respecto de la zona de DPS, el comportamiento del sistema de tuberías segmentadas está asociado al patrón de desplazamiento longitudinal, encontrándose dos grupos bien diferenciados: en el primer caso una distribución uniforme y paulatina del desplazamiento y en el segundo caso un desplazamiento abrupto. Ambos tipos de patrones se muestran en las figuras adjuntas.

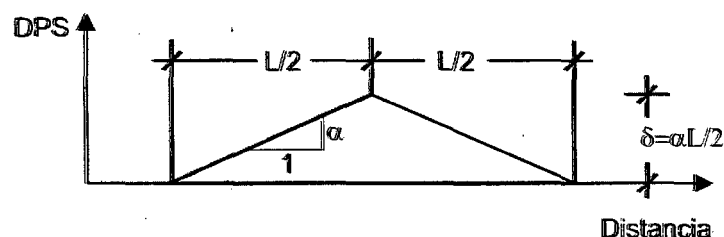


FIGURA 5.44 Patrón Uniforme de DPS Longitudinal

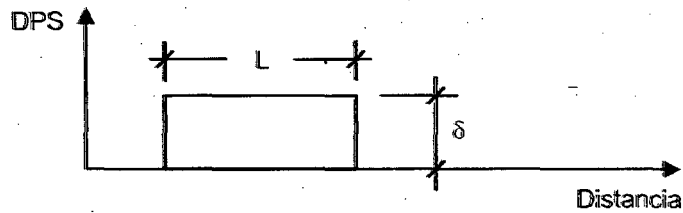


FIGURA 5.45 Patrón Bloque Abrupto de DPS Longitudinal

**CASO 1:** En este caso la aplicación del patrón de desplazamiento longitudinal se efectuará sobre pequeños segmentos de tuberías rígidas con juntas flexibles, las que son modelados como resortes equivalentes simples axiales, como se muestra:

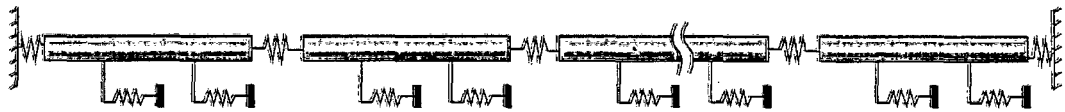


FIGURA 5.46 Modelo interacción suelo – tubería para DPS longitudinal

En este caso la deformación del suelo se produce sobre toda la longitud de la zona de DPS, planteándose, lo siguiente:

$$\epsilon_s = \frac{2\delta}{L} \quad (5.24)$$

Donde:

- $\epsilon_s$  : Deformación del suelo paralela al eje de la tubería.
- $\delta$  : Desplazamiento máximo longitudinal en zona de DPS.
- $L$  : Longitud de la zona DPS.

Como los segmentos de tubo en la zona de DPS han sido considerados rígidos, entonces el sistema de tuberías en la referida zona se





acomodará a través de la extensión ó contracción de las juntas. En ese sentido es factible considerar el desplazamiento promedio relativo entre ellas igual a:

$$\Delta u_{prom.} = \frac{2\delta L_o}{L} \quad (5.25)$$

Donde:

$\Delta u_{prom.}$  : Desplazamiento promedio relativo entre juntas.

$L_o$  : Longitud del segmento de tubo.

El desplazamiento promedio relativo calculado servirá para efectuar el diseño de la unión correspondiente.

Para el modelo numérico se empleó el software Opensees, y los criterios establecidos en la Figura 5.46, encontrándose un comportamiento muy similar a lo indicado en la formulación teórica. Se presenta en la tabla siguiente un comparativo entre ambas:

Tabla 5.7 Comparación de los desplazamientos promedios relativos y fuerzas axiales, en el Modelo Teórico y Modelo Numérico.

DESPLAZAMIENTO SUÉLO $\delta$ (mm)	A (mm <sup>2</sup> )	E (Trn/mm <sup>2</sup> )	L (mm)	L <sub>o</sub> (mm)	DESPLAZAMIENTO PROM.		FUERZA AXIAL	
					M.T. (mm)	M.N. (mm)	M.T. (Trn)	M.N. (Trn)
0.25	0.0119	20389019	500.00	5.00	0.005	0.00498	242.63	242.05

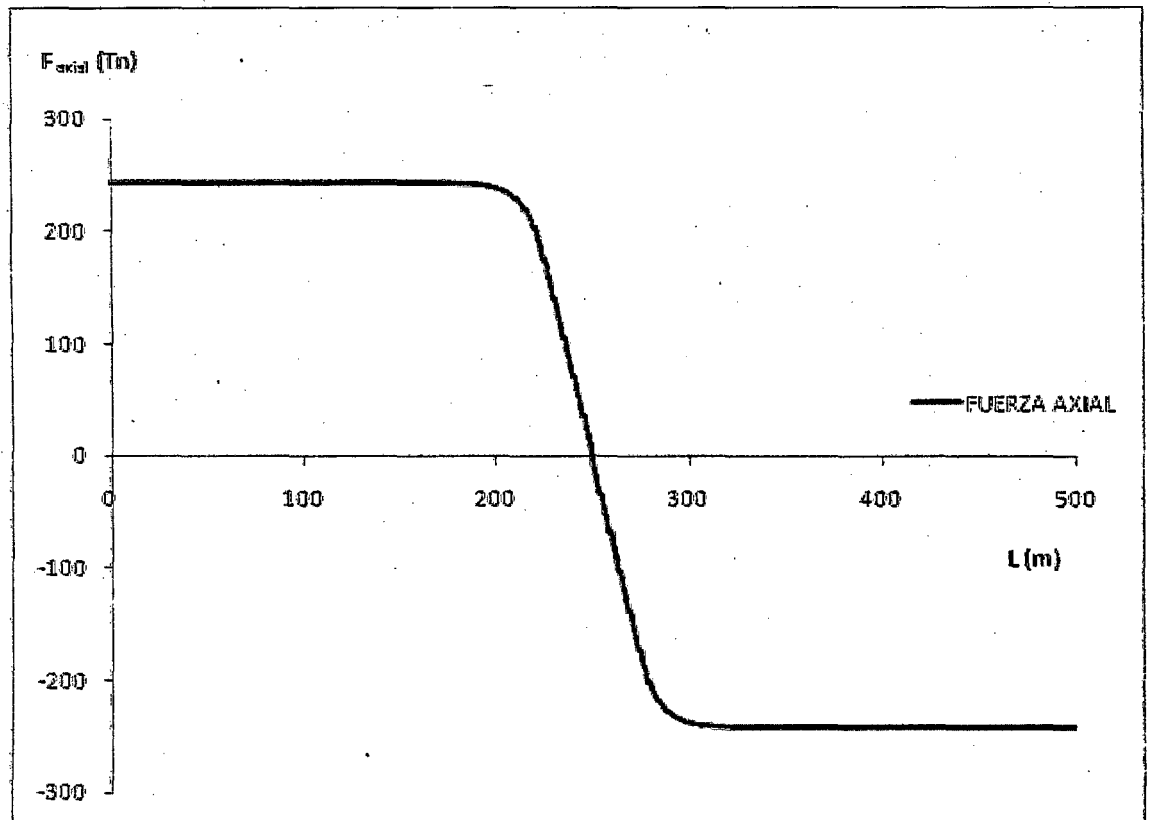


FIGURA 5.47 Comportamiento de la Fuerza Axial en un sistema de tuberías segmentadas, Caso 1,  $D=0.60$  m., Tipo de Suelo S2,  $\delta = 0.25$  m

**CASO 2:** La deformación del suelo es abrupta en el inicio y final de la zona de DPS, entonces los valores de apertura o cierre en tensión o compresión máxima de las juntas ocurrirán en esos puntos; en el extremo inicial sujeta a tensión máxima se espera la aparición de la falla por separación de espiga y campana, en cambio en el extremo final sometido a compresión puede ocurrir una falla por aplastamiento de la campana. En el resto del sistema de tuberías afectado por la DPS el desplazamiento relativo entre juntas es despreciable, por lo que es posible considerar esas uniones como no flexibles. Entonces se estaría frente a un caso análogo al de las tuberías continuas, cuyos valores de fuerzas axiales fueron estudiados anteriormente, y son como se indica.

$$F_{\text{máxima}} = \frac{L \cdot t_u}{2} \quad (5.26)$$

ó

$$F_{\text{máxima}} = L_f \cdot t_u \quad (5.27)$$

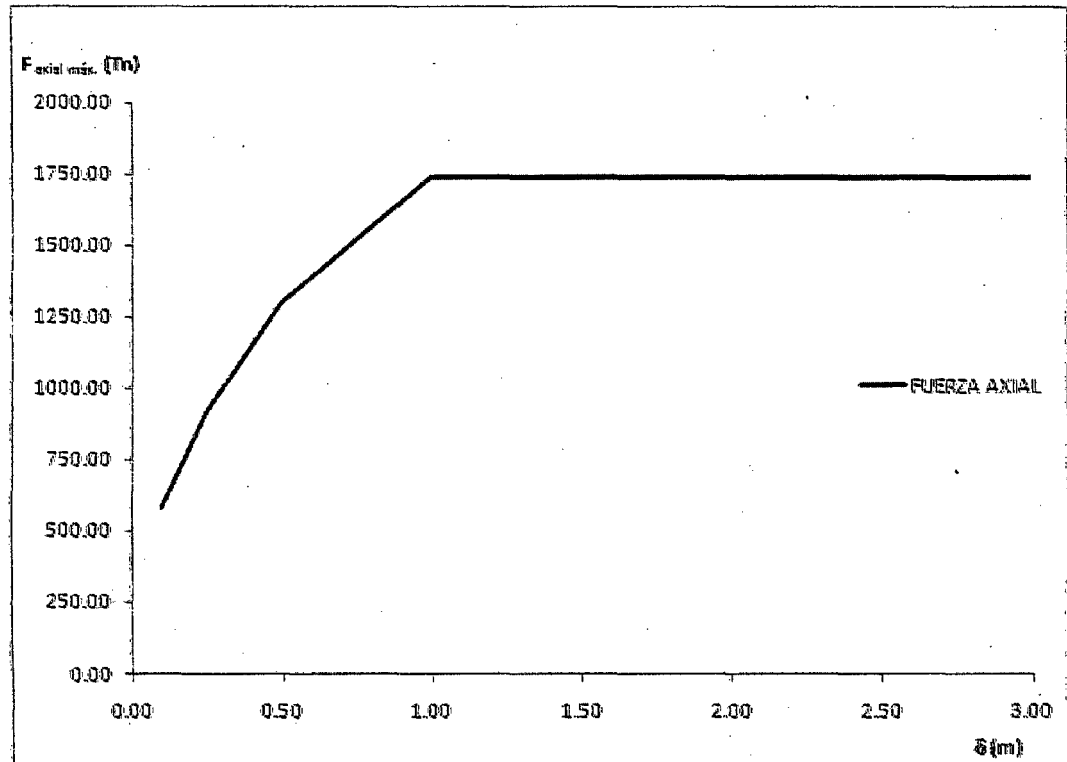


FIGURA 5.48 Comportamiento de la Fuerza Axial en un sistema de tuberías segmentadas, Caso 2, D=0.60 m., Tipo de Suelo S2.

## 1.2 Deformación Transversal

El fenómeno de DPS transversal que afecta un sistema de tuberías segmentadas, incluye modos de falla como roturas alrededor de las uniones y aplastamiento de espiga – campana debido a los efectos de flexión y separación de juntas debido a la elongación axial. En este caso la aplicación del patrón de desplazamiento transversal que corresponde a una función igual a la considerada para las tuberías continuas y se efectuará sobre pequeños segmentos de tuberías rígidas con juntas

flexibles, las que son modelados como resortes equivalentes simples axiales y rotacionales, como se muestra:

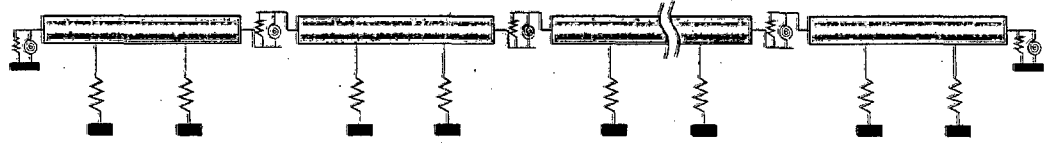


FIGURA 5.49 Modelo interacción suelo – tubería para DPS transversal

M. O'Rourke y Nordberg, estudiaron la máxima apertura de las juntas debida tanto a la rotación de la junta como a la extensión axial de las tuberías segmentadas, y consideraron lo siguiente:

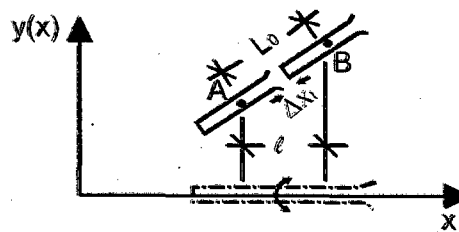


FIGURA 5.50 Vista en Planta de la Extensión Longitudinal de Tubería Segmentada sujeta a DPS Transversal

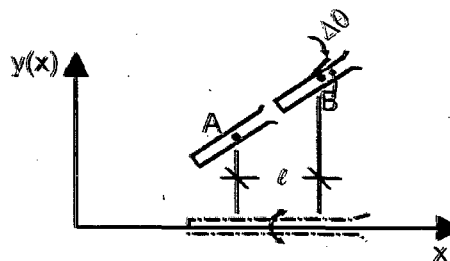


FIGURA 5.51 Vista en Planta de la Rotación de Juntas de Tuberías Segmentadas sujeta a DPS Transversal



Considerando que los segmentos de tubo son rígidos ( $EA=\infty$ ,  $EI=\infty$ ), y que el desplazamiento lateral está en la mitad del segmento de tubo rígido, se desarrollará el siguiente desplazamiento axial en la junta:

$$\Delta x_a = \frac{L_o}{2} \left( \frac{\pi\delta}{W} \sin \frac{2\pi x}{W} \right)^2 \quad (5.28)$$

Donde:

$\Delta x_a$  : Desplazamiento axial relativo entre juntas.

$L_o$  : Longitud del segmento de tubo.

$\delta$  : Desplazamiento transversal de la zona afectada por DPS.

$W$  : Longitud de tubería afectada por DPS en dirección transversal.

Por lo tanto de la expresión anterior es factible deducir el desplazamiento axial máximo, que ocurre en  $W/4$ .

$$\Delta x_{\text{axial máx.}} = \frac{L_o}{2} \left( \frac{\pi\delta}{W} \right)^2 \quad (5.29)$$

Así mismo, considerando que la rotación del segmento rígido del tubo es exactamente igual a la rotación del suelo en la mitad del segmento, la apertura de la junta debida a su rotación será igual a:



$$\Delta x_r = \begin{cases} \frac{\pi^2 \delta D L_o}{W^2} \cos \frac{2\pi x}{W}, & \Delta x_c > \Delta \theta \frac{D}{2} \\ \frac{2\pi^2 \delta D L_o}{W^2} \cos \frac{2\pi x}{W}, & \Delta x_c < \Delta \theta \frac{D}{2} \end{cases} \quad (5.30)$$

$$\Delta x_r = \begin{cases} \frac{\pi^2 \delta D L_o}{W^2} \cos \frac{2\pi x}{W}, & \Delta x_c > \Delta \theta \frac{D}{2} \\ \frac{2\pi^2 \delta D L_o}{W^2} \cos \frac{2\pi x}{W}, & \Delta x_c < \Delta \theta \frac{D}{2} \end{cases} \quad (5.31)$$

De la expresión anterior, las funciones son máximas cuando  $x=0$ ,  $W/2$  y  $W$ .

Por lo tanto la apertura máxima de un lado de la junta,  $\Delta x$ , debida al fenómeno de DPS transversal, resultará de la suma de la extensión axial y la rotacional, como se indica:

$$\Delta x = \frac{L_o}{2} \left( \frac{\pi \delta}{W} \sin \frac{2\pi x}{W} \right)^2 + \frac{\pi^2 \delta D L_o}{W^2} \cos \frac{2\pi x}{W}, \quad \Delta x_c > \Delta \theta \frac{D}{2} \quad (5.32)$$

$$\Delta x = \frac{L_o}{2} \left( \frac{\pi \delta}{W} \sin \frac{2\pi x}{W} \right)^2 + \frac{2\pi^2 \delta D L_o}{W^2} \cos \frac{2\pi x}{W}, \quad \Delta x_c < \Delta \theta \frac{D}{2} \quad (5.33)$$

Buscando las máximas aperturas de juntas a partir de las ecuaciones 5.32 y 5.33, se obtiene:

$$\Delta x = \begin{cases} \frac{\pi^2 L_o \delta^2}{W^2} \left[ \frac{2D}{\delta} \right] & (5.34) \\ \frac{\pi^2 L_o \delta^2}{2W^2} \left[ 1 + \left( \frac{D}{\delta} \right)^2 \right] & (5.35) \end{cases}$$

Las expresiones 5.34 y 5.35 muestran que la variable dependiente puede ser la relación  $D/\delta$ , por lo que para obtener siempre las máximas aperturas, se establecerá intervalos válidos para cada uno de ellos, como es posible apreciar en la siguiente figura:

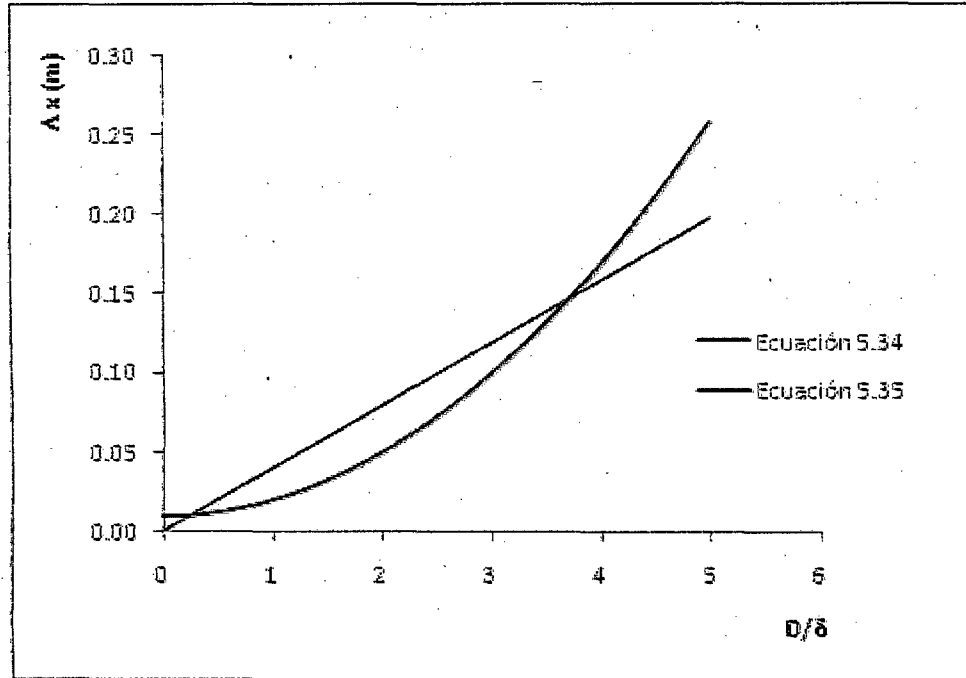


FIGURA 5.52 Aperturas máximas de las juntas,  $L_0=5.00$  m,  $\delta/W=0.02$

Por lo tanto igualando las expresiones 5.34 y 5.35, es factible determinar los intervalos de cada función que maximice la apertura de la junta, y establecer las funciones finales:

$$\Delta x = \begin{cases} \frac{\pi^2 L_0 \delta^3}{W^2} \left[ \frac{2D}{\delta} \right], & 0.268 \leq \frac{D}{\delta} < 3.73 & (5.36) \\ \frac{\pi^2 L_0 \delta^3}{2W^2} \left[ 1 + \left( \frac{D}{\delta} \right)^2 \right], & \text{en otros casos} & (5.37) \end{cases}$$

De las ecuaciones 5.36 y 5.37, así como de la figura 5.50, se observa que la máxima apertura de la junta se incrementa en función de las relaciones  $D/\delta$  y  $\delta/W$ .



## 2) DEFORMACIONES TRANSITORIAS DEL SUELO (DTS)

### 2.1 Dirección Longitudinal

Los efectos de las DTS inducidos por las ondas sísmicas, provocan en el sistema de tuberías segmentadas una respuesta combinada de deformación del tubo y desplazamiento relativo axial, sea en expansión o contracción, en las juntas de los tubos. La rigidez axial de los segmentos de tubos es mucho mayor que la de las juntas, por lo que se puede precisar que la deformación del suelo se traduce en los desplazamientos relativos de las juntas. En función de ello y considerando que la deformación axial de los segmentos de tubos es despreciable, así como que todas las juntas experimentan igual movimiento, el máximo desplazamiento de la junta será:

$$\Delta u = \varepsilon_{g \text{ máx}} \cdot L_o \quad (5.38)$$

Donde:

$\Delta u$  : Desplazamiento máximo de la junta.

$\varepsilon_{g \text{ máx}}$  : Deformación máxima del suelo paralela al eje del tubo.

$L_o$  : Longitud del segmento de tubo.

La deformación máxima del suelo puede ser obtenida de una de las siguientes expresiones:



- Para ondas “S”

$$\epsilon_g \text{ máx.} = \frac{V_m}{2C_s} \quad (5.39)$$

- Para ondas “R”

$$\epsilon_g \text{ máx.} = \frac{V_m}{C_{ph}} \quad (5.40)$$

Alternativamente los modelos que se plantearían, para el estudio numérico del fenómeno de la DTS sobre el sistema de tuberías segmentadas, serían según se indica.

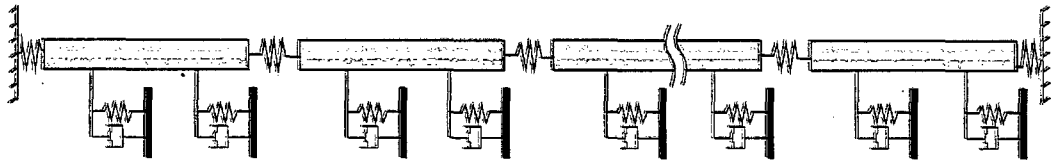


FIGURA 5.53 Modelo interacción suelo – tubería para DTS en dirección axial

Los modelos numéricos fueron elaborados empleando el software Opensees, en base a los criterios establecidos en la Figura 5.43 y 5.53, cuyos resultados se muestran en la tabla siguiente:

Tabla 5.8 Comparación de los desplazamientos relativos en el Modelo Teórico y Modelo Numérico.

f (Hz)	C <sub>ph</sub> (m/s)	λ (m)	ε <sub>g</sub> (x 10 <sup>-3</sup> )	t <sub>u</sub> (Tn/m)	L <sub>s</sub> (m)	L <sub>o</sub> (m)	U <sub>relativo M.T.</sub> (x 10 <sup>-3</sup> ) (m)	U <sub>relativo M.N. max.</sub> (x 10 <sup>-3</sup> ) (m)	U <sub>relativo M.N. prom.</sub> (x 10 <sup>-3</sup> ) (m)
0.20	900.00	4500.00	0.39	6.00	1125.00	5.00	1.95	3.05	1.90
0.30	137.00	456.00	2.55	6.00	114.00	5.00	12.75	15.92	8.10
0.40	92.00	230.00	3.80	6.00	57.50	5.00	19.00	7.89	3.94

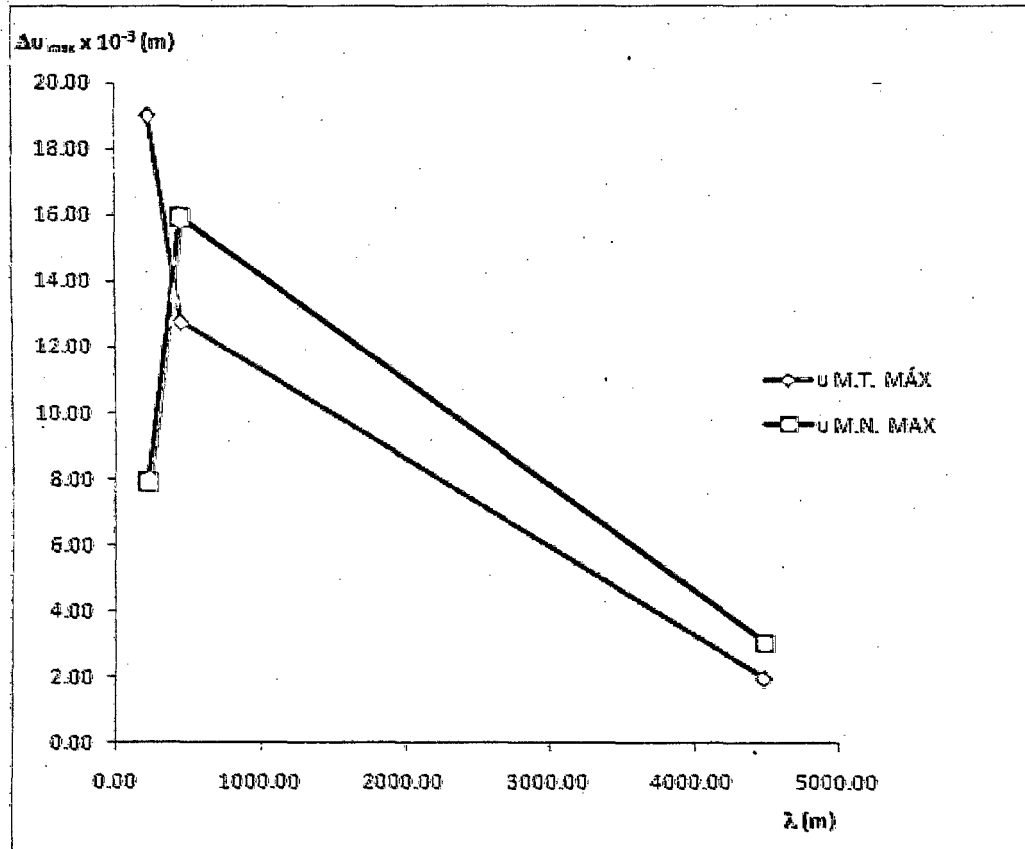


FIGURA 5.54 Variación de  $\Delta u_{max}$ , entre el Modelo Teórico (M.T.) y el Modelo Numérico (M.N.), respecto de la longitud de onda sísmica

De la tabla y la figura anterior se puede apreciar, que el modelo teórico es similar al modelo numérico para valores de longitudes de onda grandes, en otros casos el comportamiento de las tuberías segmentadas es bastante aproximado al comportamiento general de las tuberías continuas.

## 2.2 Dirección Transversal

En el caso del movimiento del suelo perpendicular al eje del tubo, la máxima rotación relativa de las juntas del sistema, considerando que la deformación por flexión en los segmentos de tubo es pequeña y que

todas las juntas experimentan la misma rotación relativa, puede estimarse según:

$$\Delta\theta = \kappa_g \cdot L_o \quad (5.41)$$

Donde:

$\Delta\theta$  : Rotación relativa máxima de la junta.

$\kappa_g$  : Curvatura máxima del suelo paralela al eje del tubo.

$L_o$  : Longitud del segmento de tubo.

La curvatura máxima del suelo, puede ser obtenida de:

$$\kappa_g = \frac{A_m}{C^2} \quad (5.42)$$

Donde:

$A_m$  : Aceleración máxima de la partícula del suelo perpendicular a la dirección de propagación de la onda.

$C$  : Velocidad de propagación de la onda.

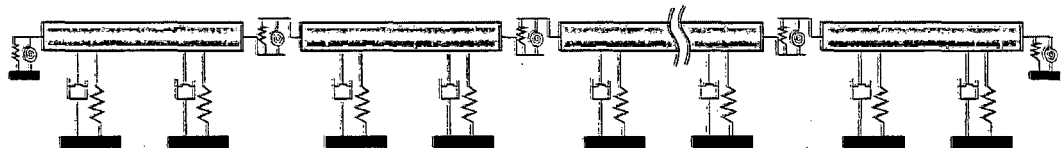


FIGURA 5.55 Modelo interacción suelo – tubería para DTS en dirección transversal



## CAPITULO VI

# METODOLOGÍA PARA LA EVALUACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA EN SISTEMAS DE LINEAS VITALES

A través del presente capítulo se pretende mostrar un panorama general sobre la evaluación de la vulnerabilidad sísmica de las líneas vitales, en particular de aquellas compuesta por tuberías enterradas.

Esta evaluación involucra dos aspectos fundamentales:

- Primero, la peligrosidad sísmica de las zonas por las cuales atraviesa el sistema de tuberías.
- Segundo, el comportamiento sísmico de las tuberías.

Debido a su alcance regional, en la actualidad el primer aspecto presenta aún gran incertidumbre, por ejemplo en el hecho de predicción, ubicación y cuantificación de la intensidad de un sismo, así como los efectos secundarios que ello provoca como fenómenos de licuación, deslizamientos de taludes, asentamientos y movimientos de fallas activas; respecto del segundo aspecto la incertidumbre sobre la calidad del material, proceso constructivo, antigüedad de tuberías, entre otros, dificultan aún más una evaluación racional del desempeño sísmico de un sistema de tuberías.



Pese a lo anteriormente mencionado, una evaluación a nivel regional del comportamiento de una línea vital tiene como propósito determinar posibles escenarios de daño, que en suma permitan identificar zonas de riesgo y plantear las alternativas para minimizar los impactos a que estuviera sujeta.

Los pasos a seguir para efectuar una evaluación de la vulnerabilidad sísmica de una línea vital pueden plantearse del modo siguiente:

1. Definir los objetivos del comportamiento del sistema.
2. Evaluar las amenazas.
3. Realizar un inventario del sistema.
4. Efectuar visitas a las zonas involucradas.
5. Evaluar la vulnerabilidad de los componentes.
6. Evaluar la vulnerabilidad del sistema.
7. Desarrollar alternativas de mitigación.
8. Clasificar las alternativas de mitigación en orden de prioridad.
9. Ejecutar el programa de mitigación priorizado.

A continuación se indicará, solo a manera de panorama general, el desarrollo de cada uno de los ítems indicados líneas arriba.

**1. Definir los objetivos del comportamiento del sistema.**

Contiene un grupo de objetivos que cada uno de los sistemas deben cumplir como mínimo, entre ellos es factible mencionar, dependiendo del tipo de línea vital lo siguiente:

- Protección de las personas y propiedad: Todo sistema debe prevenir accidentes causados por fallas directas en la instalación de la línea.



Puede mencionarse por ejemplo: fuga de gas, agua, líquidos residuales, entre otros.

- Prevención o extinción de incendios: Se requiere en inicio evitar la aparición de puntos de fuego ocasionado por escape de gases y, en segunda instancia, una respuesta rápida para su extinción, debiendo contar por ejemplo con el funcionamiento adecuado de los sistemas de agua.
- Funcionamiento post sismo: Las líneas vitales son de crucial importancia por su apoyo a las medidas de respuesta; por ejemplo, el funcionamiento adecuado de los sistemas de agua, gas, energía, comunicación de hospitales o zonas de albergue.
- Daño mínimo: Los sistemas de haber sufrido daños, deben estar preparados para restablecerse en un tiempo corto, de manera tal que las actividades económicas del país puedan hacerlo también, como por ejemplo el caso de industrias, agricultura y otros.

## **2. Evaluar las amenazas.**

Es importante contar con un "mapeo sísmico" de las zonas por las cuales atraviesa la tubería. Estas amenazas corresponden a dos grandes grupos:

- Por deformación permanente del suelo (DPS), en los cuales se cita a los deslizamientos, licuefacción, asentamientos, ruptura de fallas.
- Por deformación transitoria del suelo (DTS), relacionada directamente con la vibración sísmica.



En la actualidad, y dependiendo del nivel de información de cada país, los Sistemas de Información Geográfica (SIG), compilan datos de orden geográfico, topográficos, geotécnicos, sísmicos entre otros, que pueden brindar mapas sobre amenazas de licuefacción, flujo lateral, inestabilidad de taludes, amplificación sísmica, ubicación de fallas.

**3. Realizar un inventario del sistema.**

Se requiere efectuar un inventario de la línea vital a evaluar, de forma tal de conocer sus componentes, por ejemplo: características de las tuberías como material, diámetro, espesor, revestimientos, profundidades de entierro; características de las conexiones como materiales, direcciones, soportes; existencia de fuentes, tanques, equipos, bombas, plantas de tratamiento, y todo componente que permita el adecuado funcionamiento del sistema. Las fuentes de información se referirán a los planos conforme de obra, planos de mantenimiento, fotos, entre otros.

**4. Efectuar visitas a la zona involucrada.**

La información obtenida en los ítems 2 y 3, debe ser complementada con las visitas de campo prioritariamente en las zonas que se consideren con alta probabilidad de daño, o aquellas en la que la información obtenida sea insuficiente.



**5. Evaluar la vulnerabilidad de los componentes.**

Con la información recopilada anteriormente se procederá a evaluar la vulnerabilidad sísmica de cada componente del sistema. Así por ejemplo en el caso de las tuberías deberá establecerse sus niveles de deformaciones actuantes y permisibles; en los tanques sus esfuerzos actuantes y resistentes, y en general en cada uno de los componentes, de forma tal de conocer el comportamiento de cada uno.

**6. Evaluar la vulnerabilidad del sistema.**

Es necesario evaluar la vulnerabilidad del sistema, para establecer si cumplirá con los objetivos del comportamiento para cierto nivel de sismo, toda vez que en el ítem anterior se evaluó la vulnerabilidad de cada componente por separado, en este caso se necesita conocer su comportamiento en conjunto.

En este caso en particular se hace mención a un tipo de evaluación denominado Evaluación por Función, por ejemplo de aplicarse a un sistema de abastecimiento de agua es factible del modo siguiente:

- Fuente.- En este caso, luego de analizar cada fuente de un sistema por separado, es necesario plantearse preguntas del tipo: ¿Todas las fuentes son vulnerables al mismo tipo de daño? ¿Si una de estas fuentes falla, el sistema quedaría fuera de servicio?
- Conducción.- Para las tuberías conformantes de ésta línea es necesario plantear cuestiones del tipo: ¿El sistema de conducción depende de una sola tubería? ¿Si una parte del sistema fallara, que





parte del área del servicio puede ser abastecida por las líneas restantes?

- Almacenamiento.- En este caso los reservorios juegan un papel importante para la extinción de los incendios, por lo tanto es necesario plantear entre otras cosas: ¿Qué cantidad de almacenamiento de reserva dispone cada área de servicio o zona de presión?

**7. Desarrollar alternativas de mitigación.**

A través de la evaluación de los componentes y del sistema de la línea vital, se determinará deficiencias en diversos aspectos, por ejemplo constructivos, funcionales, de mantenimiento, entre otros; todo ello implica que se deberá proponer alternativas de mitigación en busca de minimizar o anular las deficiencias. Por ejemplo, podría plantearse cambios de tuberías, sistemas de conducción en paralelo, colocación de válvulas sísmicas, construcción de reservorios adicionales, entre otros.

**8. Clasificar las alternativas de mitigación en orden de prioridad.**

Si bien las alternativas de mitigación son numerosas y de diversa naturaleza, ellas deberán ser priorizadas de acuerdo a su nivel de importancia en la operación del sistema, y pasar a incorporarse en un programa de mitigación sísmica.



**9. Ejecutar el programa de mitigación priorizado.**

Las actividades de mitigación priorizadas en concordancia con las acciones de planificación, inversión en mejoramiento y mantenimiento de líneas deberá ser ejecutado. Ello implicaría el desarrollo específico de las soluciones planteadas.

Lo anteriormente descrito permite contar con un "Plan General de Mitigación Sísmica" de líneas vitales, que necesitará en adelante un monitoreo y control constante.



# RECOMENDACIONES Y CONCLUSIONES

- **RECOMENDACIONES**

En los siguientes párrafos se enuncian algunos criterios sobre el diseño de tuberías en zonas sísmicas, así como medidas que permitan optimizar las mismas.

## 1) TRAZO DE LAS LINEAS

Esta sugerencia es implementable normalmente durante la fase de diseño y en ocasiones en sistemas existentes, y se refiere a que el trazo de la tubería debe evitar zonas susceptibles a grandes movimientos de suelo. Estos son los referidos a DPS; respecto de mejorar el diseño por DTS, esta técnica tiene poco impacto.

## 2) AISLAMIENTO EN LAS ZONAS CON POTENCIAL DE DAÑO

Cuando el trazo o replanteo de las líneas no es posible, y el sistema de tuberías necesariamente tiene que cruzar las zonas con potencial de daño, específicamente las referidas a DPS, es necesario considerar una de las siguientes posibilidades:



- Aislar el sistema de tuberías en la zona de daño, a través de la reubicación vertical por encima del nivel de superficie. Un ejemplo de ello se tiene en el sistema Trans – Alaska, al haber colocado la línea sobre apoyos, distanciados de forma tal de reducir los efectos de la falla geológica. Sin embargo debe estudiarse tal posibilidad también desde el punto de vista de los efectos ocasionados por la fricción entre los apoyos y las tuberías.
- En otros casos este aislamiento puede efectuarse mediante perforaciones especiales, para que el sistema sea ejecutado por debajo de la zona de daño. Este caso es por ejemplo aplicable en zonas con amenaza de deslizamiento ó licuefacción.
- Por otro lado es posible pensar en cambios de dirección del alineamiento del sistema de tuberías respecto de la zona de daño potencial, por ejemplo para tuberías continuas, el potencial de daño es menor si la línea está orientada perpendicularmente a la dirección del movimiento del suelo; en las tuberías segmentadas este efecto no es tan apreciable.

### 3) REDUCCION DEL MOVIMIENTO DEL SUELO

En el diseño es factible también recomendar el tratamiento de los suelos con potencial de daño con la finalidad, por ejemplo, de reducir desprendimientos laterales, incrementar densidad de la arena, disminuir el nivel de agua en el suelo y reducir las presiones de poros. Lo anterior normalmente se alcanza con sistemas de drenaje con grava, técnicas de relleno y compactación de arena, o mediante el remplazo de suelos por



otros de mejores características. Estos métodos son aplicables si las zonas de daño presentan áreas relativamente pequeñas o cercanas a la superficie.

#### 4) TUBERIAS DE MATERIALES DE ALTA RESISTENCIA

En este caso, en lo referente a las tuberías continuas, se espera un mejor comportamiento del sistema cuando se usa piezas con materiales de un alto esfuerzo de fluencia, adicional a ello un buen espesor de las paredes de la tubería sería recomendable. Ambos aspectos están relacionados directamente con el factor económico.

#### 5) REDUCCION DE LAS CARGAS

Considerando que un parámetro condicionante muy importante en el diseño de las tuberías ante efectos sísmicos es la deformación axial, ésta puede reducirse, según lo siguiente:

- Disminuir hasta donde sea factible la profundidad de entierro de la tubería.
- Usar materiales de relleno con bajo peso específico, por ejemplo Poliester expandido (EPS)
- Emplear forros o revestimientos en las tuberías orientadas a reducir el coeficiente de fricción en la interface suelo – tubo.

#### 6) TUBERIAS Y UNIONES FLEXIBLES

Los registros históricos sobre los daños ocasionados en los sistemas de tuberías reflejan que el uso de tuberías de material flexible y uniones



flexibles, permiten un mejor comportamiento del sistema ante los efectos de DPS y DTS, por cuanto se espera una mayor capacidad de deformación.

#### 7) ACCESORIOS

En general, en las zonas potenciales de daño, el trazo o replanteo de la línea existente, debe estar orientado a minimizar la cantidad de accesorios como curvas, codos, tees, válvulas, entre otros, a ubicarse en la zona afectada.

#### 8) CAMBIOS DE ESTRUCTURAS

Esta recomendación está orientada fundamentalmente a los efectos de la DTS. En ese sentido debe tenerse especial cuidado en:

- La transición del trazo en zonas de suelo rígido a suelos poco rígidos.
- Penetración de los tubos en las cajas de válvulas.
- Tuberías ubicadas dentro o cerca de las estaciones de bombeo.
- Detalles de los diversos accesorios, en especial en aquellos que conectan las tuberías enterradas con estructuras sobre la superficie.



## • **CONCLUSIONES**

El desarrollo del estudio sobre el comportamiento de los conductos enterrados sujetos a los efectos de los movimientos sísmicos, permite establecer algunas conclusiones:

- Los daños que pueden presentarse en los sistemas de líneas vitales, ocasionan impactos tanto durante el evento sísmico como posteriormente al mismo. En el primer caso existe por ejemplo la probabilidad de un daño en cascada, iniciado por los incendios ante la ruptura de tuberías de gas, que provocan daños en sistemas eléctricos y telecomunicaciones, y que no pueden ser controlados por la falta de agua ante la ruptura de la redes de abastecimiento; en el segundo caso, la ejecución adecuada de un plan de respuesta gubernamental dependerá en gran parte de la funcionalidad o no de los sistemas de líneas vitales.
- El Perú no cuenta con un registro histórico adecuado sobre el comportamiento específico que tuvieron los sistemas de líneas vitales en los sismos pasados; de igual forma en los pocos planes de respuesta con los que se cuenta no se le otorga la importancia real que pueda tener el adecuado funcionamiento de estos sistemas. Lo anterior se traduce en que actualmente las normas del país no hacen mención alguna a parámetros de diseño sísmico para los conductos enterrados.
- Los movimientos sísmicos producen dos efectos importantes sobre los conductos enterrados: las deformaciones permanentes del suelo (DPS) como deslizamientos, licuefacciones, caída de rocas, asentamientos; y las



deformaciones transitorias del suelo (DTS) como consecuencia de la propagación de las ondas sísmicas.

- Los modos de falla en las tuberías han ocurrido en dos grupos bien marcados, el primero conformado por los sistemas de tuberías continuas que poseen juntas rígidas en las que se presentan principalmente fallas por tensión axial, pandeo local y pandeo tipo columna; y el segundo conformado por sistemas de tuberías segmentadas que poseen juntas flexibles en las que se presentan fallas como separación de juntas, aplastamiento espiga campana y falla flexional circunferencial.
- Si bien el problema de la interacción suelo – tubería es complejo, el modelamiento a través de resortes suelo en la dirección axial, lateral y vertical resulta apropiado, toda vez que toma en cuenta los diferentes parámetros que influyen en la interacción mencionada como son propiedades del suelo, características de la tubería y profundidad de entierro.
- Las tuberías continuas sujetas a deformación permanente del suelo (DPS) presentan comportamientos distintos dependiendo de la dirección de su eje longitudinal respecto de la dirección del fenómeno de DPS. Si su dirección es paralela se presentan dos casos: el primero en el cual la fuerza de fricción en la interfase suelo – tubería se desarrolla a todo lo largo de la tubería afectada por DPS; y el segundo caso solo en tramos de la tubería; que se presente uno u otro caso depende del nivel de desplazamiento que presenta la zona de DPS y de la rigidez axial de la tubería. Si su dirección es perpendicular al fenómeno de DPS, se presentan también dos casos: el primero en el cual la deformación del suelo es igual a la de la tubería, y se





comporta como si fuese una viga sujeta a un desplazamiento; y el segundo caso en el cual el suelo alcanza su límite de resistencia lateral y se desplaza en tanto que el desplazamiento de la tubería es mucho menor. La ocurrencia de uno u otro caso dependerá del ancho de la zona de DPS y de la rigidez a la flexión de la tubería.

- Las tuberías continuas sujetas a deformación transitoria del suelo (DTS), presentan deformaciones de importancia en la dirección axial, despreciándose las deformaciones por flexión. Se presentan dos casos: el primero en el cual la deformación de la tubería es igual a la deformación del suelo; y el segundo cuando el suelo ha alcanzado su valor límite de resistencia en la dirección axial, y la deformación de la tubería es menor que la del suelo. En esto tiene una influencia directa la longitud de la onda sísmica.
- Las tuberías segmentadas sujetas a deformación permanente del suelo (DPS) de manera similar al de las tuberías continuas presentan comportamientos distintos dependiendo de la dirección de su eje longitudinal. Si la dirección es paralela se presentan dos casos: el primero en el cual la deformación del suelo es absorbida a través de la contracción o extensión de las juntas; y el segundo cuando todo el sistema afectado se comporta de manera análoga al de las tuberías continuas sujetas a DPS longitudinal. La ocurrencia de uno u otro caso tiene relación directa con el patrón de deformación longitudinal impuesto al sistema. Si la dirección es perpendicular la deformación se absorbe a través de la extensión y la rotación de las juntas.



- Las tuberías segmentadas sujetas a deformación transitoria del suelo (DTS) absorben el efecto a través de los desplazamientos relativos tanto axiales como rotaciones en sus juntas.
- La metodología de evaluación de la vulnerabilidad sísmica de los sistemas de líneas vitales implica una recopilación de datos, que son evaluados con diversas formulaciones, algunas de las cuales se han indicado en el presente estudio, y a partir de ambas se genera un plan de mitigación y respuesta ante la ocurrencia de un evento sísmico.
- El estudio de los diferentes tópicos sobre conductos enterrados ha permitido enunciar recomendaciones a ser tomadas en cuenta en el diseño sísmico de las tuberías, referentes al trazo de la línea, aislamiento de zonas con alto potencial de daño, disminución del movimiento del suelo, uso de tuberías de alta resistencia, reducción de cargas, uso de tuberías y accesorios con buena capacidad de deformación y evitar cambios bruscos del entorno del trazo para acceder a otras componentes de los sistemas como tanques y estaciones de bombeo.



## ANEXO "A"

El software OPENSEES (Open System for Earthquake Engineering Simulation), ha sido promovido por el Pacific Earthquake Engineering Research Center con el apoyo de la Fundación Nacional de Ciencia de los Estados Unidos.

OPENSEES es una plataforma informática para el desarrollo de aplicaciones de simulación del comportamiento de sistemas estructurales y geotécnicos, sometidos a eventos sísmicos. Tiene capacidades avanzadas para la modelación y análisis de la respuesta no lineal de sistemas estructurales, en razón de ello dispone de un amplio rango de modelos de materiales, elementos y algoritmos de solución.

OpenSees utiliza métodos basados en elementos finitos, por lo tanto el primer paso para la modelación es subdividir el sistema en elementos y nudos, de forma tal que sea posible definir la acción de cargas, y las restricciones nodales. La característica principal de OpenSees es que dicha modelación y simulación se la realiza a través de una fuente abierta, esto es que OpenSees está bajo constante desarrollo, de forma tal que los diseñadores y los usuarios pueden actualizar sus bases permanentemente.

El lenguaje de interpretación llamado lenguaje TCL, originado del acrónimo en inglés "Tool Command Language" o lenguaje de herramientas de comando, ha sido utilizado para soporte de los comandos de OpenSees. Ellos son usados para la definición de la geometría del problema, estados de carga, formulación y solución.

La creación de modelos y el posterior análisis en OpenSEES pueden ser



divididos en varios módulos, los cuales de manera resumida son descritos a continuación:

### **1. Construir el modelo**

- Definir variables y parámetros
- Construir el modelo geométrico a través de la definición de nudos
- Definir los tipos de materiales
- Definir los tipos de elementos

### **2. Cargas del modelo**

- Definir las cargas y/o desplazamientos del tipo estáticos
- Definir las cargas y/o desplazamientos del tipo dinámicos

### **3. Análisis**

- Definir parámetros del análisis estático
- Definir parámetros del análisis dinámico

### **4. Archivos de salida**

- Definir la generación de archivos de salida
- Definir la impresión de datos durante el análisis

A continuación se indica el archivo de ingreso al software OPENSEES para cada caso analizado, según se indica:



## DEFORMACION PERMANENTE DEL SUELO

### DEFORMACION LONGITUDINAL DE TUBERIAS CONTINUAS

**CASO I: Desplazamiento " $\delta$ " en la zona afectada por DPS es apreciable para la longitud afectada "L"**

#TUBERIA L=100 M

wipe

#DOS DIMENSIONES, TRES GRADOS DE LIBERTAD

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

set dataDir TUBERIA

file mkdir \$dataDir

puts "MODELO DEFINIDO"

#DEFINIR COORDENADAS UNIDADES METRICAS

for {set i 0} {\$i <=20} {incr i 1} {

node \$i [expr \$i\*5] 0

node [expr (\$i+21)] [expr \$i\*5] 0 }

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LAS TUBERIAS

fixY 0 0 0 0

fix 0 1 1 1

fix 20 1 1 1

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LOS RESORTES SUELO

for {set i 0} {\$i <=20} {incr i 1} {

fix [expr (\$i+21)] 1 1 1 }

puts "NUDOS Y RESTRICCIONES"

#MATERIAL RESORTE SUELO

uniaxialMaterial ElasticPP 1 13882 0.0025

uniaxialMaterial ElasticPP 2 6941 0.0025

#ELEMENTOS TUBERIA

geomTransf Linear 1

for {set i 0} {\$i <=19} {incr i 1} {

element elasticBeamColumn [expr (\$i+1)] \$i [expr (\$i+1)] 0.119 20389019 5.257E-4 1 }

#ELEMENTOS RESORTE SUELO

for {set i 1} {\$i <=19} {incr i 1} {

element zeroLength [expr (\$i+21)] \$i [expr (\$i+21)] -mat 1 -dir 1 }

element zeroLength 21 0 21 -mat 2 -dir 1



```
element zeroLength 41 20 41 -mat 2 -dir 1  
puts "ELEMENTOS"
```

```
#DEFINIR LAS CARGAS
```

```
pattern Plain 1 Linear {  
for {set i 0} {$i <=20} {incr i 1} {  
sp [expr ($i+21)] 1 .01 }  
}
```

```
puts "IMPOSICION DE DESPLAZAMIENTOS"
```

```
#DEFINIR EL ANALISIS
```

```
constraints Transformation
```

```
numberer Plain
```

```
system BandSPD
```

```
test NormUnbalance 1.0e-8 6
```

```
algorithm Newton
```

```
integrator LoadControl 0.1
```

```
analysis Static
```

```
analyze 10
```

```
puts "ANALISIS DEFINIDO"
```

```
#DEFINIR SALIDA
```

```
print $dataDir/nudos.out -node
```

```
print $dataDir/elementos.out -ele
```

```
puts "SALIDA DEFINIDA"
```



## DEFORMACION PERMANENTE DEL SUELO

### DEFORMACION LONGITUDINAL DE TUBERIAS CONTINUAS

**CASO II: Desplazamiento " $\delta$ " en la zona afectada por DPS es pequeño respecto de la longitud afectada "L"**

#TUBERIA L=800 M

wipe

#DOS DIMENSIONES, TRES GRADOS DE LIBERTAD

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

set dataDir TUBERIA

file mkdir \$dataDir

puts "MODELO DEFINIDO"

set L 800

set n [expr (\$L/5)]

puts "\$n"

#NUDOS DE LA TUBERIA Y RESORTE SUELO

for {set i 0} {\$i <= \$n} {incr i 1} {

node \$i [expr \$i\*5] 0

node [expr (\$i+\$n+1)] [expr \$i\*5] 0 }

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LAS TUBERIAS

fixY 0 0 0 0

fix 0 1 1 1

fix \$n 1 1 1

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LOS RESORTES SUELO

for {set i 0} {\$i <= \$n} {incr i 1} {

fix [expr (\$i+\$n+1)] 1 1 1 }

puts "NUDOS Y RESTRICCIONES"

#MATERIAL RESORTE SUELO

uniaxialMaterial ElasticPP 1 13882 0.0025

uniaxialMaterial ElasticPP 2 6941 0.0025

#ELEMENTOS TUBERIA

geomTransf Linear 1

for {set i 0} {\$i <= [expr (\$n-1)]} {incr i 1} {

element elasticBeamColumn [expr (\$i+1)] \$i [expr (\$i+1)] 0.119 20389019 5.257E-4 1 }



**#ELEMENTOS RESORTE SUELO**

```
for {set i 1} {$i <=[expr ($n-1)]} {incr i 1} {  
  element zeroLength [expr ($i+$n+1)] $i [expr ($i+$n+1)] -mat 1 -dir 1 }  
  element zeroLength [expr ($n+1)] 0 [expr ($n+1)] -mat 2 -dir 1  
  element zeroLength [expr (2*$n+1)] $n [expr (2*$n+1)] -mat 2 -dir 1  
  puts "ELEMENTOS"
```

**#DEFINIR LAS CARGAS**

```
pattern Plain 1 Linear {  
  for {set i 0} {$i <=$n} {incr i 1} {  
    sp [expr ($i+$n+1)] 1 1.00 }  
  }  
  puts "IMPOSICION DE DESPLAZAMIENTOS"
```

**#DEFINIR EL ANALISIS**

```
constraints Transformation  
numberer RCM  
system SparseGeneral  
test NormUnbalance 1.0e-6 50  
algorithm Newton  
integrator LoadControl 0.001  
analysis Static  
analyze 1000  
puts "ANALISIS DEFINIDO"
```

**#DEFINIR SALIDA**

```
print $dataDir/nudos.out -node  
print $dataDir/elementos.out -ele  
puts "SALIDA DEFINIDA"
```





## DEFORMACION PERMANENTE DEL SUELO

### DEFORMACION TRANSVERSAL DE TUBERIAS CONTINUAS

**CASO I: El ancho "W" en la zona afectada por DPS es apreciable respecto de la rigidez de la tubería en la longitud afectada "L"**

```
#TUBERIA L=100 M
#CARGA TRANSVERSAL
wipe
#DOS DIMENSIONES, TRES GRADOS DE LIBERTAD
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3
set dataDir TUBERIA
file mkdir $dataDir
puts "MODELO DEFINIDO"

#NUDOS DE LA TUBERIA Y RESORTE SUELO
for {set i 0} {$i <=20} {incr i 1} {
node $i [expr $i*5] 0
node [expr ($i+21)] [expr $i*5] 0 }

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LAS TUBERIAS
fixY 0 0 0 0
fix 0 1 1 1
fix 20 1 1 1

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LOS RESORTES SUELO
for {set i 0} {$i <=20} {incr i 1} {
fix [expr ($i+21)] 1 1 1 }
puts "NUDOS Y RESTRICCIONES"

#MATERIAL RESORTE SUELO
uniaxialMaterial ElasticPP 1 3286.61 0.030
uniaxialMaterial ElasticPP 2 1643.31 0.030

#ELEMENTOS TUBERIA
geomTransf Linear 1
for {set i 0} {$i <=19} {incr i 1} {
element elasticBeamColumn [expr ($i+1)] $i [expr ($i+1)] 0.119 20389019 5.257E-4 1 }
```



```
#ELEMENTOS RESORTE SUELO
for {set i 1} {$i <=19} {incr i 1} {
  element zeroLength [expr ($i+21)] $i [expr ($i+21)] -mat 1 -dir 2 }
  element zeroLength 21 0 21 -mat 2 -dir 2
  element zeroLength 41 20 41 -mat 2 -dir 2
puts "ELEMENTOS"

#DEFINIR LAS CARGAS
set z 2
set p 3.141592

pattern Plain 1 Linear {
  for {set i 0} {$i <=20} {incr i 1} {
    sp [expr ($i+21)] 2 [expr (20/2*(1-cos(2*$p*$i*5/100)))] }
  }
puts "IMPOSICION DE DESPLAZAMIENTOS"

#DEFINIR EL ANALISIS
constraints Transformation 1.0
numberer RCM
system SparseGeneral
test NormUnbalance 1.0e-6 50
algorithm Newton
integrator LoadControl .001
analysis Static
analyze 1000
puts "ANALISIS DEFINIDO"

#DEFINIR SALIDA
print $dataDir/nudos.out -node
print $dataDir/elementos.out -ele
puts "SALIDA DEFINIDA"
```



## DEFORMACION PERMANENTE DEL SUELO

### DEFORMACION TRANSVERSAL DE TUBERIAS CONTINUAS

**CASO II: El ancho "W" en la zona afectada por DPS no es apreciable respecto de la rigidez de la tubería en la longitud afectada "L"**

#TUBERIA L=25 M

#CARGA TRANSVERSAL

wipe

#DOS DIMENSIONES, TRES GRADOS DE LIBERTAD

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

set dataDir TUBERIA

file mkdir \$dataDir

puts "MODELO DEFINIDO"

#NUDOS DE LA TUBERIA Y RESORTE SUELO

for {set i 0} {\$i <=5} {incr i 1} {

node \$i [expr \$i\*5] 0

node [expr (\$i+6)] [expr \$i\*5] 0 }

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LAS TUBERIAS

fixY 0 0 0 0

fix 0 1 1 1

fix 5 1 1 1

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LOS RESORTES SUELO

for {set i 0} {\$i <=5} {incr i 1} {

fix [expr (\$i+6)] 1 1 1 }

puts "NUDOS Y RESTRICCIONES"

#MATERIAL RESORTE SUELO

uniaxialMaterial ElasticPP 1 3286.61 0.030

uniaxialMaterial ElasticPP 2 1643.31 0.030

#ELEMENTOS TUBERIA

geomTransf Linear 1

for {set i 0} {\$i <=4} {incr i 1} {

element elasticBeamColumn [expr (\$i+1)] \$i [expr (\$i+1)] 0.119 20389019 5.257E-4 1 }

#ELEMENTOS RESORTE SUELO

for {set i 1} {\$i <=4} {incr i 1} {



```
element zeroLength [expr ($i+6)] $i [expr ($i+6)] -mat 1 -dir 2 }  
element zeroLength 6 0 6 -mat 2 -dir 2  
element zeroLength 11 5 11 -mat 2 -dir 2  
puts "ELEMENTOS"
```

```
#DEFINIR LAS CARGAS
```

```
set p 3.141592  
pattern Plain 1 Linear {  
  for {set i 0} {$i <=5} {incr i 1} {  
    sp [expr ($i+6)] 2 [expr (5.00/2*(1-cos(2*$p*$i*5/25)))] }  
  }  
puts "IMPOSICION DE DESPLAZAMIENTOS"
```

```
#DEFINIR EL ANALISIS
```

```
constraints Transformation 1.0  
numberer RCM  
system SparseGeneral  
test NormUnbalance 1.0e-6 50  
algorithm Newton  
integrator LoadControl .0001  
analysis Static  
analyze 10000  
puts "ANALISIS DEFINIDO"
```

```
#DEFINIR SALIDA
```

```
print $dataDir/nudos.out -node  
print $dataDir/elementos.out -ele  
puts "SALIDA DEFINIDA"
```



## DEFORMACION TRANSITORIA DEL SUELO

### **DEFORMACION LONGITUDINAL DE TUBERIAS CONTINUAS**

#TUBERIA L=4500 M

wipe

#DOS DIMENSIONES, TRES GRADOS DE LIBERTAD

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

set dataDir TUBERIA

file mkdir \$dataDir

puts "MODELO DEFINIDO"

set L 4500

set n [expr (\$L/5)]

puts "\$n"

#NUDOS DE LA TUBERIA Y RESORTE SUELO

for {set i 0} {\$i <= \$n} {incr i 1} {

node \$i [expr \$i\*5] 0

node [expr (\$i+\$n+1)] [expr \$i\*5] 0 }

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LAS TUBERIAS

fixY 0 0 0 0

fix 0 1 1 1

fix \$n 1 1 1

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LOS RESORTES SUELO

for {set i 0} {\$i <= \$n} {incr i 1} {

fix [expr (\$i+\$n+1)] 1 1 1 }

puts "NUDOS Y RESTRICCIONES"

#MATERIAL RESORTE SUELO

uniaxialMaterial ElasticPP 1 11934.75 0.0025

uniaxialMaterial ElasticPP 2 5967.38 0.0025

#ELEMENTOS TUBERIA

geomTransf Linear 1

for {set i 0} {\$i <= [expr (\$n-1)]} {incr i 1} {

element elasticBeamColumn [expr (\$i+1)] \$i [expr (\$i+1)] 0.0267 20389019 3.763E-3 1 }



*#ELEMENTOS RESORTE SUELO*

```
for {set i 1} {$i <=[expr ($n-1)]} {incr i 1} {  
  element zeroLength [expr ($i+$n+1)] $i [expr ($i+$n+1)] -mat 1 -dir 1 }  
  element zeroLength [expr ($n+1)] 0 [expr ($n+1)] -mat 2 -dir 1  
  element zeroLength [expr (2*$n+1)] $n [expr (2*$n+1)] -mat 2 -dir 1  
  puts "ELEMENTOS"
```

*#DEFINIR LAS CARGAS*

```
set PI 3.141592  
set DS 0.39  
set LS 1125.00  
pattern Plain 1 Linear {  
  for {set i 0} {$i <=$n} {incr i 1} {  
    set DX [expr ($i*5)]  
    set DY [expr ($DS/1000*$LS*sin($PI*$DX/(2*$LS)))]  
    puts "$DY"  
    sp [expr ($i+$n+1)] 1 $DY }  
  }  
  puts "IMPOSICION DE DESPLAZAMIENTOS"
```

*#DEFINIR EL ANALISIS*

```
constraints Transformation  
numberer RCM  
system SparseGeneral  
test NormUnbalance 1.0e-6 50  
algorithm Newton  
integrator LoadControl 0.0001  
analysis Static  
analyze 10000  
puts "ANALISIS DEFINIDO"
```

*#DEFINIR SALIDA*

```
print $dataDir/nudos.out -node  
print $dataDir/elementos.out -ele  
puts "SALIDA DEFINIDA"
```



## DEFORMACION PERMANENTE DEL SUELO

### DEFORMACION LONGITUDINAL DE TUBERIAS SEGMENTADAS

#### **CASO I: Desplazamiento " $\delta$ " en la zona afectada por DPS aplicada sobre la longitud " $L$ " en forma uniforme y paulatina**

```
#TUBERIA L=500 M
wipe
#DOS DIMENSIONES, TRES GRADOS DE LIBERTAD
model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3
set dataDir TUBERIA
file mkdir $dataDir
puts "MODELO DEFINIDO"

set L 500
set LM 500.0
set nt [expr ($L+1)]
set ns [expr ($nt+$L/5*3)]
puts "$nt"
puts "$ns"

#DEFINIR COORDENADAS UNIDADES METRICAS
#NUDOS DE LA TUBERIA
set i 1
set p 1
set k 0
while {$i <=[expr ($nt-1)]} {
  if {$p>5} {
    set k [expr ($k-1)]
    set p 1
  }

  node $i [expr $k*1.25] 0
  incr i
  incr p
  incr k
}
node 0 0 0
node $nt [expr (($k-1)*1.25)] 0
```



### #NUDOS DE RESORTES SUELO

```
set k 1
set p 1
set ini [expr ($nt+1)]
for {set i $ini} {$i <=$ns} {incr i 1} {
  if {$p>3} {
    set p 1
    set k [expr ($k+1)]
  }
  node $i [expr $k*1.25] 0
  set k [expr ($k+1)]
  set p [expr ($p+1)]
}
```

### #RESTRICCIONES DE NUDOS EN LAS TUBERIAS

```
fixY 0 0 1 1
fix 0 1 1 1
fix $nt 1 1 1
```

### #RESTRICCIONES DE NUDOS EN LOS RESORTES SUELO

```
for {set i $ini} {$i <=$nt} {incr i 1} {
  fix $i 1 1 1 }
puts "NUDOS Y RESTRICCIONES"
```

### #MATERIAL RESORTE JUNTAS TUBERIA

```
uniaxialMaterial ElasticPP 1 20389019 0.000114
```

### #MATERIAL RESORTE SUELO

```
uniaxialMaterial ElasticPP 2 3470.61 0.0025
uniaxialMaterial ElasticPP 3 5205.91 0.0025
```

### #ELEMENTOS TUBERIA

```
geomTransf Linear 1
set i 1
set p 1
while {$i < [expr ($nt-1)]} {
  if {$p>4} {
    set p 1
    set i [expr ($i+1)]
  }
}
```





```
element elasticBeamColumn [expr ($i+1)] $i [expr ($i+1)] 0.0119 20389019 5.257E-4 1
incr i
incr p
}
```

#### #ELEMENTOS RESORTE JUNTAS TUBERIA

```
for {set i 0} {$i <=[expr ($nt-1)]} {incr i 5} {
element zeroLength [expr ($i+1)] $i [expr ($i+1)] -mat 1 -dir 1 }
```

#### #ELEMENTOS RESORTE SUELO

```
set i [expr ($nt+1)]
set j 2
set p 1
while {$i <= $ns} {
if {$p>3} {
set p 1
set j [expr ($j+2)]
}

if {$p==2} {
element zeroLength $i $i $j -mat 2 -dir 1
} else {
element zeroLength $i $i $j -mat 3 -dir 1 }

incr i
incr j
incr p
}
puts "ELEMENTOS"
```

#### #DEFINIR LAS CARGAS

```
set DP 0.25
set LM [expr ($LM/2)]
pattern Plain 1 Linear {
set k 1
set p 1
set ini [expr ($nt+1)]
for {set i $ini} {$i <=$ns} {incr i 1} {
if {$p>3} {
set p 1
```



```
set k [expr ($k+1)]
}

set DX [expr $k*1.25]
if {$DX <= $LM} {
set DY [expr ($DX*$DP/($LM))]
} else {
set DY [expr (($L-$DX)*$DP/($LM))]
}
puts " $i $DY"
set k [expr ($k+1)]
set p [expr ($p+1)]

sp $i 1 $DY }
}
puts "IMPOSICION DE DESPLAZAMIENTOS"

#DEFINIR EL ANALISIS
constraints Transformation
numberer Plain
system BandGeneral
test NormUnbalance 1.0e-6 50
algorithm Newton
integrator LoadControl 0.0001
analysis Static
analyze 10000
puts "ANALISIS DEFINIDO"

#DEFINIR SALIDA
print $dataDir/nudos.out -node
print $dataDir/elementos.out -ele
puts "SALIDA DEFINIDA"
```



## DEFORMACION PERMANENTE DEL SUELO

### DEFORMACION LONGITUDINAL DE TUBERIAS SEGMENTADAS

#### **CASO II: Desplazamiento " $\delta$ " en la zona afectada por DPS sobre la longitud " $L$ " aplicada en forma abrupta**

#TUBERIA L=500 M

wipe

#DOS DIMENSIONES, TRES GRADOS DE LIBERTAD

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

set dataDir TUBERIA

file mkdir \$dataDir

puts "MODELO DEFINIDO"

set L 500

set LM 500.0

set nt [expr (\$L+1)]

set ns [expr (\$nt+\$L/5\*3)]

puts "\$nt"

puts "\$ns"

#DEFINIR COORDENADAS UNIDADES METRICAS

#NUDOS DE LA TUBERIA

set i 1

set p 1

set k 0

while {\$i <=[expr (\$nt-1)]} {

if {\$p>5} {

set k [expr (\$k-1)]

set p 1

}

node \$i [expr \$k\*1.25] 0

incr i

incr p

incr k

}

node 0 0 0

node \$nt [expr ((\$k-1)\*1.25)] 0



#### #NUDOS DE RESORTES SUELO

```
set k 1
set p 1
set ini [expr ($nt+1)]
for {set i $ini} {$i <=$ns} {incr i 1} {
  if {$p>3} {
    set p 1
    set k [expr ($k+1)]
  }
}
```

```
node $i [expr $k*1.25] 0
set k [expr ($k+1)]
set p [expr ($p+1)]
}
```

#### #RESTRICCIONES DE NUDOS EN LAS TUBERIAS

```
fixY 0 0 1 1
fix 0 1 1 1
fix $nt 1 1 1
```

#### #RESTRICCIONES DE NUDOS EN LOS RESORTES SUELO

```
for {set i $ini} {$i <=$nt} {incr i 1} {
  fix $i 1 1 1 }
puts "NUDOS Y RESTRICCIONES"
```

#### #MATERIAL RESORTE JUNTAS TUBERIA

```
uniaxialMaterial ElasticPP 1 20389019 0.000114
```

#### #MATERIAL RESORTE SUELO

```
uniaxialMaterial ElasticPP 2 3470.61 0.0025
uniaxialMaterial ElasticPP 3 5205.91 0.0025
```

#### #ELEMENTOS TUBERIA

```
geomTransf Linear 1
set i 1
set p 1
while {$i < [expr ($nt-1)]} {
  if {$p>4} {
    set p 1
    set i [expr ($i+1)]
  }
}
```



```
element elasticBeamColumn [expr ($i+1)] $i [expr ($i+1)] 0.0119 20389019 5.257E-4 1
incr i
incr p
}
```

#### #ELEMENTOS RESORTE JUNTAS TUBERIA

```
for {set i 0} {$i <=[expr ($nt-1)]} {incr i 5} {
element zeroLength [expr ($i+1)] $i [expr ($i+1)] -mat 1 -dir 1 }
```

#### #ELEMENTOS RESORTE SUELO

```
set i [expr ($nt+1)]
set j 2
set p 1
while {$i <= $ns} {
if {$p>3} {
set p 1
set j [expr ($j+2)]
}
if {$p==2} {
element zeroLength $i $i $j -mat 2 -dir 1
} else {
element zeroLength $i $i $j -mat 3 -dir 1 }
```

```
incr i
incr j
incr p
}
puts "ELEMENTOS"
```

#### #DEFINIR LAS CARGAS

```
set DP 0.10
set LM [expr ($LM/2)]
pattern Plain 1 Linear {
set k 1
set p 1
set ini [expr ($nt+1)]
for {set i $ini} {$i <= $ns} {incr i 1} {
sp $i 1 $DP }
}
```



*puts "IMPOSICION DE DESPLAZAMIENTOS"*

*#DEFINIR EL ANALISIS*

*constraints Transformation*

*numberer Plain*

*system BandGeneral*

*test NormUnbalance 1.0e-6 50*

*algorithm Newton*

*integrator LoadControl 0.0001*

*analysis Static*

*analyze 10000*

*puts "ANALISIS DEFINIDO"*

*#DEFINIR SALIDA*

*print \$dataDir/nudos.out -node*

*print \$dataDir/elementos.out -ele*

*puts "SALIDA DEFINIDA"*



## DEFORMACION TRANSITORIA DEL SUELO

### **DEFORMACION LONGITUDINAL DE TUBERIAS SEGMENTADAS**

#TUBERIA SOMETIDA A UN MOVIMIENTO QUASIESTATICO DE LA BASE DE LOS  
RESORTES

wipe

#DOS DIMENSIONES; TRES GRADOS DE LIBERTAD

model BasicBuilder -ndm 2 -ndf 3

set dataDir TUBERIA

file mkdir \$dataDir

puts "MODELO DEFINIDO"

set L 4500

set LM 4500.0

set nt [expr (\$L+1)]

set ns [expr (\$nt+\$L/5\*3)]

puts "\$nt"

puts "\$ns"

#DEFINIR COORDENADAS UNIDADES METRICAS

#NUDOS DE LA TUBERIA

set i 1

set p 1

set k 0

while {\$i <=[expr (\$nt-1)]} {

if {\$p>5} {

set k [expr (\$k-1)]

set p 1

}

node \$i [expr \$k\*1.25] 0

incr i

incr p

incr k

}

node 0 0 0

node \$nt [expr ((\$k-1)\*1.25)] 0

#NUDOS DE RESORTES SUELO

set k 1



```
set p 1
set ini [expr ($nt+1)]
for {set i $ini} {$i <=$ns} {incr i 1} {
  if {$p>3} {
    set p 1
    set k [expr ($k+1)]
  }
  node $i [expr $k*1.25] 0
  set k [expr ($k+1)]
  set p [expr ($p+1)]
}

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LAS TUBERIAS
fixY 0 0 1 1
fix 0 1 1 1
fix $nt 1 1 1

#RESTRICCIONES DE NUDOS EN LOS RESORTES SUELO
for {set i $ini} {$i <=$nt} {incr i 1} {
  fix $i 1 1 1
}
puts "NUDOS Y RESTRICCIONES"

#MATERIAL RESORTE JUNTAS TUBERIA
uniaxialMaterial ElasticPP 1 20389019 0.000057

#MATERIAL RESORTE SUELO
uniaxialMaterial ElasticPP 2 3470.61 0.0025
uniaxialMaterial ElasticPP 3 5205.91 0.0025

#ELEMENTOS TUBERIA
geomTransf Linear 1
set i 1
set p 1
while {$i < [expr ($nt-1)]} {
  if {$p>4} {
    set p 1
  }
  set i [expr ($i+1)]
}
```





```
element elasticBeamColumn [expr ($i+1)] $i [expr ($i+1)] 0.0119 20389019 5.257E-4 1
incr i
incr p
}
```

#### #ELEMENTOS RESORTE JUNTAS TUBERIA

```
for {set i 0} {$i <=[expr ($nt-1)]} {incr i 5} {
element zeroLength [expr ($i+1)] $i [expr ($i+1)] -mat 1 -dir 1 }
```

#### #ELEMENTOS RESORTE SUELO

```
set i [expr ($nt+1)]
set j 2
set p 1
while {$i <= $ns} {
if {$p>3} {
set p 1
set j [expr ($j+2)]
}

if {$p==2} {
element zeroLength $i $i $j -mat 2 -dir 1
} else {
element zeroLength $i $i $j -mat 3 -dir 1 }

incr i
incr j
incr p
}
```

```
puts "ELEMENTOS"
```

#### #DEFINIR LAS CARGAS

```
set PI 3.141592
set DS 0.39
set LS 1125.00

pattern Plain 1 Linear {
set k 1
set p 1
set ini [expr ($nt+1)]
```



```
for {set i $ini}. {$i <=$ns} {incr i 1} {  
  if {$p>3} {  
    set p 1  
    set k [expr ($k+1)]  
  }  
  
  set DX [expr $k*1.25]  
  set DY [expr ($DS/1000*$LS*sin($PI*$DX/(2*$LS)))]  
  puts " $i $DY"  
  set k [expr ($k+1)]  
  set p [expr ($p+1)]  
  
  sp $i 1 $DY }  
}  
  
puts "IMPOSICION DE DESPLAZAMIENTOS"  
  
#DEFINIR EL ANALISIS  
constraints Transformation  
numberer RCM  
system BandGeneral  
test NormUnbalance 1.0e-6 50  
algorithm Newton  
integrator LoadControl 0.0001  
analysis Static  
analyze 10000  
puts "ANALISIS DEFINIDO"  
  
#DEFINIR SALIDA  
print $dataDir/nudos.out -node  
print $dataDir/elementos.out -ele  
puts "SALIDA DEFINIDA"
```



## **REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS**

- [1] Ahumada León Pavel. (2005). *"Uso de Sistemas de Información Geográfica en los Estudios de Riesgo Sísmico: Aplicación al Análisis de los Sistemas de Tuberías."* Instituto Politécnico Nacional, México.
- [2] Alva Jorge, Escalaya Miriam. (2005). *"Actualización de los Parámetros Sismológicos en la Evaluación del Peligro Sísmico en el Perú."* Universidad Nacional de Ingeniería, Lima - Perú.
- [3] Alva Hurtado Jorge E. (1983). *"Breve Historia del Fenómeno de Licuación de Suelos en el Perú."* Universidad Nacional de Ingeniería, Lima - Perú.
- [4] Alva Hurtado Jorge, Vásquez López D. (1999). *"Terremoto de Nazca, 12 de Noviembre de 1996, Perú."* CISMID - Universidad Nacional de Ingeniería, Lima - Perú.
- [5] American Society of Civil Engineers (ASCE), Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2002). *"Seismic Design and Retrofit of Piping Systems"*. American Lifelines Alliance, Estados Unidos.
- [6] American Society of Civil Engineers (ASCE), Federal Emergency Management Agency (FEMA). (2001). *"Guidelines for the Design of Buried Steel Pipe"*. American Lifelines Alliance, Estados Unidos.
- [7] Bernal Isabel. (2007). *"La Magnitud del Terremoto de Pisco del 15/08/07"*. Instituto Geofísico del Perú - Dirección de Sismología-CNDG, Lima - Perú.
- [8] Centro Peruano Japonés de Investigaciones Sísmicas y Mitigación de Desastres. (1990). *"Terremoto de Rioja"*. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima - Perú.
- [9] Corporación OSSO. (2008). *"Análisis de base de datos de pérdidas por desastres en Perú"*. Comisión Europea - Comunidad Andina, Cali - Colombia.
- [10] Flores Berrones Raúl. (1986). *"Efectos Sísmicos en Tuberías Subterráneas para Agua Potable en México."* Dirección General de Captaciones y Conducciones de Agua SARH, México.



- [11] Flores Berrones Raúl, Liu X. (2003). "*Seismic Vulnerability of Buried Pipelines.*" Universidad Nacional Autónoma de México, México.
- [12] Franco M. Francisca, Emilio R. Redolfi y Carlos A. Prato. (2000). "*Análisis de Tuberías Enterradas en Suelos Loésicos. Efecto de la Saturación del Suelo.*" Universidad Nacional de Córdoba, Argentina.
- [13] Heaton Thomas. Anderson Jhon, German Peter. (1983). "*Ground Failure along the New River caused by the October 1979 Imperial Valley Earthquake Sequence.*" Seismological Society of America, Estados Unidos.
- [14] Indian Institute of Technology Kanpur (2007). "*Guidelines for Seismic Design of Buried Pipelines.*" National Information Center of Earthquake Engineering, India.
- [15] Karadeniz H. (2001). "*Earthquake Analysis of Buried Structures and Pipelines Based on Rayleigh Wave Propagation.*" Delft University of Technology, Países Bajos.
- [16] Kawasumi Hiroshi. (1968). "*General Report on the Niigata Earthquake of 1964.*" Tokyo Electrical Engineering College Press, Tokyo – Japón.
- [17] López Guara Rafael, Montans Leal Francisco, Gómez Lera M., Alarcón Alvarez Enrique. (1996). "*Estudio Sísmico del Túnel de Somport.*" ENTRECANALES, Madrid – España.
- [18] Mazzoni Silvia, McKenna Frank, Scott Michael H., Fenves Gregory L. (2006). "*OpenSees Command Language Manual.*" California – Estados Unidos.
- [19] Miyamoto Kit. (2008). "*Sichuan China M8 Earthquake.*" Global Risk Miyamoyo, China.
- [20] Moore Ian D., Müge Balkaya. (2009). "*Analysis of Gasketed PVC Pipe-Joint.*" Istanbul Technical University, Turquía.
- [21] Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research. (2003). "*Proceedings of the Eighth U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Liquefaction.*" Estados Unidos.
- [22] Oficina General de Defensa Nacional. (2005). "*El Terremoto y Maremoto del Sur del Perú, 2001.*" Ministerio de Salud, Lima – Perú.



- [23] Olarté Guarín Juan Carlos. (2009). *"Espectros de diseño considerando interacción dinámica suelo-estructura"*. Universidad Nacional de Colombia, Medellín – Colombia.
- [24] O'Rourke M.J., Liu X. (1999). *"Response of Buried Pipelines Subject to Earthquake Effects"*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Estados Unidos.
- [25] O'Rourke T.D., Palmer M.C. (2000). *"Earthquake Performance of Gas Transmission Pipelines."* National Center for Earthquake Engineering Research – Southern California Gas Company, Estados Unidos.
- [26] O'Rourke T.D., Jezerski J.M., Olson N.A., O'Rourke M.J. (2008). *"Geotechnics of Pipeline System Response to Earthquakes."* American Society of Civil Engineers, California – Estados Unidos.
- [27] O'Rourke T.D., S. Jeon. (1995). *"Seismic Zonation Lifelines and Utilities."* Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Estados Unidos.
- [28] Radan Ivanov, Shiro Takada. (2001) *"Analysis of Jointed Pipelines Crossing Faults by a Purpose-Made Specialized Program."* University Kobe, Japón.
- [29] Rangel Sánchez Angel. (1999) *"Crónicas de Desastres – Terremoto de Cariaco, Venezuela Julio 1997."* Organización Panamericana de la Salud, Quito – Ecuador.
- [30] Romo Proaño Marcelo. (1983). *"Técnica para la Generación de Diagramas de Velocidades y Diagramas de Desplazamientos a Partir de la Acelerogramas Sísmicos."* Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército, Quito - Ecuador.
- [31] Romo Proaño Marcelo. (2000). *"Acción de Sismos Desfasados y Sismos Diferenciados Sobre las Estructuras"*. Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército, Quito - Ecuador.
- [32] Romo Proaño Marcelo, Aguilar Falconí Roberto, Bravo Verónica. (2000). *"Alternativas de Modelamiento de Estructuras con Aisladores Sísmicos Mediante SAP 2000."* Centro de Investigaciones Científicas Escuela Politécnica del Ejército, Quito - Ecuador.



- [33] Saragoni G. Rodolfo, Astroza Maximiliano, Ruiz Sergio. (2009). *"Comparative Study of Subduction Earthquake Ground Motion of North, Central and South."* Universidad de Chile, Santiago – Chile.
- [34] Saragoni G. Rodolfo, Astroza Maximiliano, Astroza Rodrigo. (2007). *"Intensity and Damage Assessment of the 2007 Tocopilla Earthquake, Chile."* Universidad de Chile – Universidad de Los Andes, Santiago – Chile.
- [35] Suresh R Dash, Sudhir K Jain. (2003). *"Seismic Design of Buried Pipelines in Indian Context."* Indian Institute of Technology Kanpur, India.
- [36] Tamura Keiichi. (2004). *"Seismic Design of Highway Bridge Foundations for Liquefaction – Induced Ground Flow"* Japan Association for Earthquake Engineering, Tokyo – Japón.
- [37] Tavera Hernado. (2001). *"El Tamaño de los Sismos."* Instituto Geofísico del Perú - Dirección de Sismología-CNDG, Lima – Perú.
- [38] Tromans Iain. (2004). *"Behaviour of Buried Water Supply Pipelines in Earthquake Zones."* Imperial College of Science, Technology and Medicine London, Inglaterra.
- [39] Valencia Ricardo. (1979). *"El Terremoto del 24 de mayo de 1940, sus efectos y sus enseñanzas"*. Universidad Católica, Lima - Perú
- [40] Verdugo A., Rodriguez P. (2004). *"Metodología de Diseño Sismico de Tuberías Enterradas"*. - Congreso Chileno de Sismología e Ingeniería Antisísmica IX Jornada – Universidad de Concepción – Asociación Chilena de Sismología e Ingeniería Antisísmica, Santiago – Chile.
- [41] Wein Anne, Treiman Jerry, Cox Dale, Perry Suzanne. (2008). *"The ShakeOut Scenario"*. U.S. Geological Survey – USGS. California – Estados Unidos.
- [42] Wells Donald, Coppersmith Kevin. (1994). *"New Empirical Relationships among Magnitude, Rupture Length, Rupture Width, Rupture Area, and Surface Displacement"*. Seismological Society of America, Estados Unidos.