



**IMPIANTO PILOTA GEOTERMICO TORRE ALFINA (VT)**

**ALLEGATO 5**  
**ANALISI SISMICA**



Università degli Studi di Napoli *Federico II*  
Centro interdipartimentale di ricerca Laboratorio  
di Urbanistica e di Pianificazione Territoriale  
"Raffaele d'Ambrosio" (L.U.P.T.)



Struttura Operativa  
Centro Studi **PLINIVS**  
Per L'Ingegneria Idrogeologica, Vulcanica e Sismica  
Centro di Competenza per la Protezione Civile

---

# **IMPIANTO PILOTA GEOTERMICO IN PROGETTO A TORRE ALFINA (FRAZIONE DEL COMUNE DI ACQUAPENDENTE -VT-) ANALISI SISMICA**

**OGGETTO: Relazione tecnica a supporto della consulenza tecnica relativa alla individuazione delle modalità di verifica atte a garantire un basso rischio sismico per le costruzioni relative all'impianto geotermico di Torre Alfina.**

La consulenza in oggetto è descritta e regolamentata dalla Convenzione stipulata in data 26 novembre 2014 (Prot. 104765) tra le parti di seguito indicate:

- il Centro interdipartimentale di ricerca Laboratorio di Urbanistica e di Pianificazione Terri-toriale "Raffaele d'Ambrosio" (L.U.P.T.), struttura operativa Centro Studi PLINIVS (Per L'INGegneria Idrogeologica, Vulcanica e Sismica) dell'Università degli Studi di Napoli Federico II", di seguito denominato LUPT-PLINIVS,
- la Società ITW&LKW Geotermia Italia spa.

---

via Toledo, 402 - 80134 Napoli  
LUPT: tel. 00 39 (081) 5521011 – fax 00 39 (081) 5513495 – e.mail: [lupt@unina.it](mailto:lupt@unina.it)  
PLINIVS: tel. 00 39 (081) 2538935 - email: [zuccaro@unina.it](mailto:zuccaro@unina.it)



Università degli Studi di Napoli *Federico II*  
Centro interdipartimentale di ricerca Laboratorio  
di Urbanistica e di Pianificazione Territoriale  
"Raffaele d'Ambrosio" (L.U.P.T.)



Struttura Operativa  
Centro Studi **PLINIVS**  
Per L'Ingegneria Idrogeologica, Vulcanica e Sismica  
Centro di Competenza per la Protezione Civile

## INDICE

<b>1. PREMESA</b>	PAG.	<b>3</b>
<b>2. DEFINIZIONE DEL "TERREMOTO DI PROGETTO" IN APPLICAZIONE AL DM 14 GENNAIO 2008 "APPROVAZIONE DELLE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" (G.U. N. 29 DEL 4 FEBBRAIO 2008).</b>		<b>5</b>
<i>Il terremoto di progetto</i>		5
<i>Strutture in elevazione (impianto ORC e Torre di impianto perforazione)</i>		8
<i>Tubature interrato orizzontali</i>		10
<i>Tubature interrato verticali dei pozzi</i>		10
<b>3. INDIVIDUAZIONE DEI CRITERI ANTISISMICI DA ADOTTARE PER LE STRUTTURE DA REALIZZARE, NEL RISPETTO DELLE NORME TECNICHE DEL DM 14 GENNAIO 2008.</b>		<b>12</b>
<b>4. ANALISI DI RISCHIO NELL'IPOTESI CHE IL TERREMOTO DI PROGETTO SI DOVESSE VERIFICARE NEL CORSO DELLE OPERAZIONI DI PERFORAZIONE</b>		<b>14</b>
<b>5. CRITERI DI VERIFICA ALLO SCUOTIMENTO SISMICO PER TUBAZIONI E POZZI</b>		<b>16</b>
<i>Premessa</i>		16
<i>Analisi dei tratti rettilinei</i>		17
<i>Analisi dei tratti curvi</i>		19
<b>RIFERIMENTI NORMATIVI</b>		<b>21</b>

## 1. PREMESSA

Il presente rapporto ha per oggetto l'individuazione delle modalità di verifica atte a garantire un basso rischio sismico per le costruzioni relative all'impianto geotermico di Torre Alfina (FIGURA 1). Tutte le informazioni relative al progetto sono state fornite dal committente, ITW&LKW Geotermia Italia SpA.

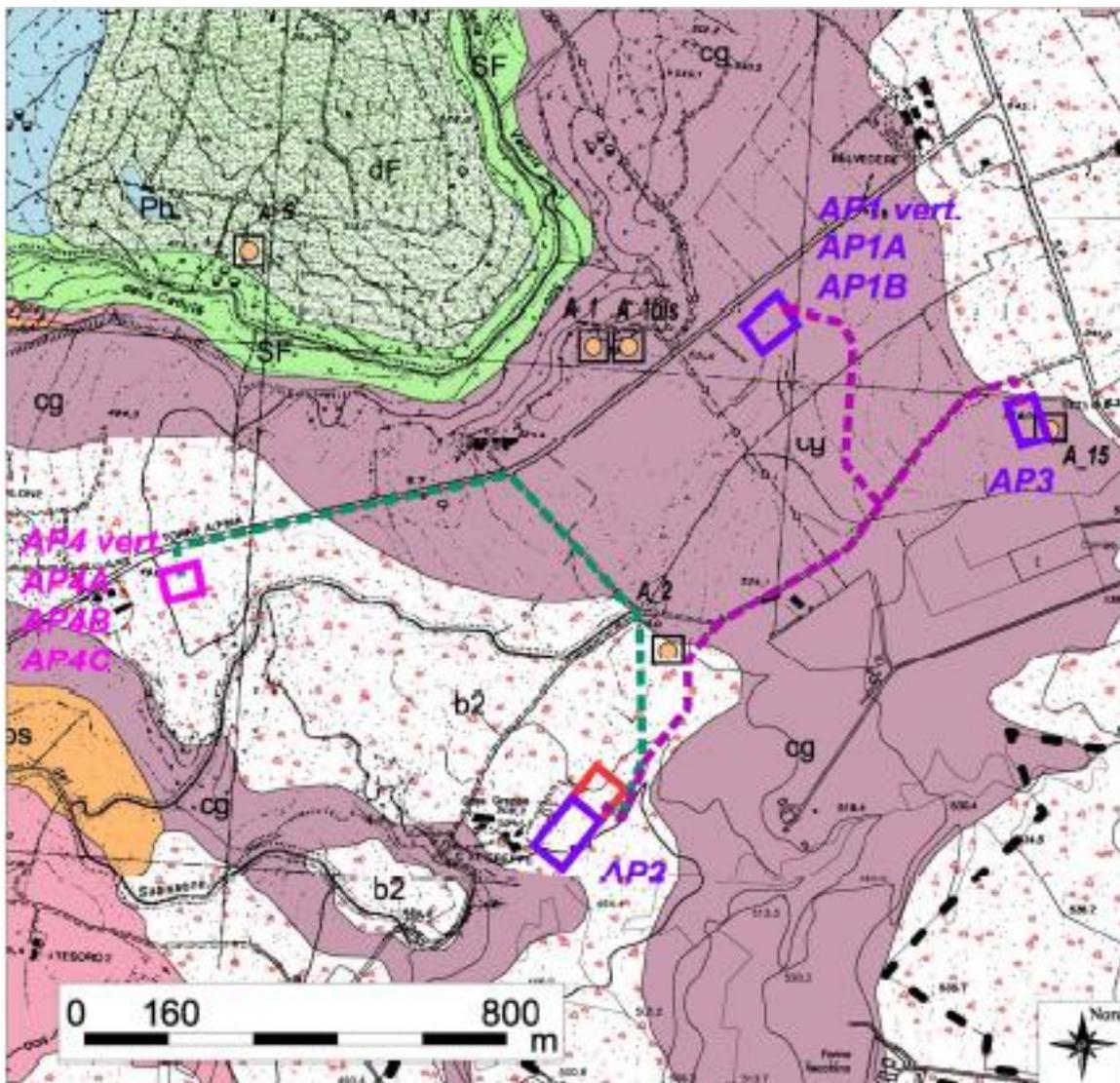


FIGURA 1. Planimetria dell'impianto geotermico pilota di Torre Alfina.



Università degli Studi di Napoli *Federico II*  
Centro interdipartimentale di ricerca Laboratorio  
di Urbanistica e di Pianificazione Territoriale  
"Raffaele d'Ambrosio" (L.U.P.T.)



Struttura Operativa  
Centro Studi **PLINIVS**  
Per L'Ingegneria Idrogeologica, Vulcanica e Sismica  
Centro di Competenza per la Protezione Civile

In termini generali, il rischio sismico si definisce come la probabilità di danneggiamento di un certo elemento esposto (persone, edifici, infrastrutture, attività e beni mobili) a causa di possibili eventi sismici, durante un certo intervallo di tempo.

Per un assegnato bene esposto, noto per geometria e materiali, il rischio sismico è valutabile come il prodotto di due fattori, la pericolosità e la vulnerabilità ad esso riferiti.

La **pericolosità** è la probabilità che, in una specifica area ed in un preciso periodo temporale, si verifichi un evento sismico di assegnate caratteristiche.

La **vulnerabilità** esprime la possibilità che un dato elemento esposto subisca danni o cambiamenti di stato per effetto dell'azione sismica cui è sottoposto.

Per le opere oggetto di studio, la valutazione dei due fattori che concorrono alla definizione del rischio sismico, è sviluppata come indicato di seguito.

1. La pericolosità è valutata in accordo con la vigente normativa italiana (DM 2008), che consente di stabilire le azioni sismiche di progetto, in base alle quali valutare il rispetto dei diversi stati limite considerati, definite a partire dalla "pericolosità sismica di base" del sito di costruzione.
2. In assenza di dati statistici su danni sismici occorsi su strutture del tipo in esame<sup>1</sup>, la vulnerabilità è valutata su base analitica, attraverso l'adozione di una serie di criteri di verifica suggeriti in parte dalla normativa italiana (DM 2008) e, ove necessario, integrati con quelli indicati dalla normativa americana (ASME B31.1, ASCE 1984).

---

<sup>1</sup> Ricerche da letteratura scientifica di settore e attraverso web (parole chiave su motore di ricerca Google: buried pipe; buried vertical pipe; vertical pipe extraction well, buried vertical pipe failure accidents seism, ecc.) non hanno prodotto risultati statisticamente significativi in relazione alla vulnerabilità sismica delle opere in esame, specie per i pozzi e nel caso di sismi con magnitudo massima pari a quella attesa nell'area di progetto. Le uniche informazioni utili sono desumibili dalle specifiche normative americane (ASME B31.1; ASCE 1984; ecc.).



## 2. DEFINIZIONE DEL "TERREMOTO DI PROGETTO" IN APPLICAZIONE AL DM 14 GENNAIO 2008 "APPROVAZIONE DELLE NUOVE NORME TECNICHE PER LE COSTRUZIONI" (G.U. N. 29 DEL 4 FEBBRAIO 2008)

### Il terremoto di progetto

La vita nominale ( $V_N$ ) di un'opera strutturale è intesa come il numero di anni durante i quali la struttura, purché soggetta alla manutenzione ordinaria, deve potere essere usata per lo scopo al quale è destinata.

La costruzione in oggetto rientra nella tipologia 3 "Grandi opere, ponti, opere infrastrutturali e dighe di grandi dimensioni o di importanza strategica", definita nel DM 2008 (Tabella 2.4.I). Pertanto, per essa può essere assunta una **vita nominale** pari a **100 anni**.

In presenza di azioni sismiche, con riferimento alle conseguenze di una interruzione di operatività o di un eventuale collasso, il DM 2008 divide le costruzioni in quattro classi d'uso (I, II, III, e IV, in ordine crescente di importanza). In questa classificazione, però, la normativa non fa esplicito riferimento ad impianti geotermici, pertanto, a vantaggio della sicurezza, si è scelto di assegnare alla costruzione la **classe d'uso IV**, relativa a "Costruzioni con funzioni pubbliche o strategiche importanti, anche con riferimento alla gestione della protezione civile in caso di calamità. Industrie con attività particolarmente pericolose per l'ambiente. Reti viarie di tipo A o B, di cui al D.M. 5 novembre 2001, n. 6792, "Norme funzionali e geometriche per la costruzione delle strade", e di tipo C quando appartenenti ad itinerari di collegamento tra capoluoghi di provincia non altresì serviti da strade di tipo A o B. Ponti e reti ferroviarie di importanza critica per il mantenimento delle vie di comunicazione, particolarmente dopo un evento sismico. Dighe connesse al funzionamento di acquedotti e a impianti di produzione di energia elettrica" (DM 2008, par. 2.4.2).

Dunque, le azioni sismiche sulla costruzione saranno valutate in relazione ad un **periodo di riferimento** ( $V_R$ ), che si ricava moltiplicando la vita nominale  $V_N$  per il coefficiente d'uso  $C_U$ , funzione della classe d'uso.

Nel caso in esame il coefficiente d'uso è assunto pari a 2 per la Classe d'uso IV, DM 2008, Tabella 2.4.II:

$$V_R = V_N \cdot C_U = 100 \cdot 2,0 = 200 \text{ anni} \quad (1)$$

Secondo il DM 2008 (par. 7.1), sotto l'effetto delle azioni sismiche, per l'impianto in oggetto, deve essere garantito il rispetto degli **stati limite ultimi** e **di esercizio**.

In particolare, avendo assunto la classe d'uso IV, **il rispetto di tutti gli stati limite di esercizio sarà conseguito, qualora siano rispettate le verifiche relative allo Stato Limite di Operatività (SLO) per gli elementi non strutturali e gli impianti. Invece, si riterrà conseguito il rispetto di tutti gli stati limite ultimi, qualora siano rispettate le indicazioni progettuali e costruttive riportate nel DM 2008 e siano soddisfatte le verifiche relative allo Stato Limite di salvaguardia della Vita (SLV) che, nel caso in esame, va interpretato anche come Stato Limite di salvaguardia dell'ambiente.**



Per i due Stati Limite sopra citati (SLO e SLV), le probabilità di eccedenza ( $P_{VR}$ ) nel periodo di riferimento  $V_R$  valgono, rispettivamente, 81 e 10% (DM 2008, Tabella 3.2.I).

Il DM 2008 definisce le azioni sismiche di progetto come forme spettrali per ciascuna delle probabilità di superamento nel periodo di riferimento ( $P_{VR}$ ), a partire dai tre seguenti valori dei parametri su sito di riferimento rigido orizzontale:

- ✓  $a_g$ , accelerazione orizzontale massima al sito;
- ✓  $F_0$ , valore massimo del fattore di amplificazione dello spettro in accelerazione orizzontale;
- ✓  $T_c^*$ , periodo di inizio del tratto a velocità costante dello spettro in accelerazione orizzontale.

L’impianto geotermico in oggetto è costituito da:

- N°5 pozzi produttivi ubicati su tre postazioni o piazzole (AP1, AP2, AP3). In AP1 sono presenti un pozzo verticale (AP1 vert.) e due devianti (AP1A, AP1B) Le postazioni AP1 e AP3 sono ubicate in area agricola, attualmente destinata a seminativo. La postazione AP2 è ubicata in una cava di lave basaltiche di prossima dismissione. I tre siti sono prossimi alla Strada Provinciale 50 (SP50) e pertanto facilmente accessibili.
- N°4 pozzi reiniettivi, uno verticale (AP4 vert.) e tre devianti (AP4A, AP4B, AP4C), ubicati in un’unica postazione (AP4). Il sito è prospiciente alla SP50.
- N°1 impianto ORC, ubicato in prossimità della postazione AP2.

Sulla base delle coordinate delle quattro postazioni e dell’impianto ORC (TABELLA 1), sono stati valutati i tre parametri  $a_g$ ,  $F_0$ ,  $T_c^*$  che definiscono l’azione sismica per ciascuno dei due Stati Limite assunti (TABELLA 2).

**TABELLA 1. Coordinate geografiche delle 4 postazioni che costituiscono l’impianto.**

POSTAZIONE	LATITUDINE	LONGITUDINE
AP1	42,739358	11,955651
AP2, ORC	42,730129	11,950860
AP3	42,737400	11,961154
AP4	42,733987	11,942245

**TABELLA 2. Parametri che definiscono l’azione sismica per ciascuna delle quattro postazioni (DM 2008).**

POSTAZIONI	SLO (stato Limite di Esercizio)			SLV (Stato Limite Ultimo)		
	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]	$a_g$ [g]	$F_0$	$T_c^*$ [s]
AP1	0,088	2,512	0,274	0,213	2,567	0,297
AP2, ORC	0,088	2,512	0,274	0,213	2,568	0,297
AP3	0,088	2,512	0,274	0,213	2,569	0,297
AP4	0,088	2,512	0,274	0,212	2,569	0,297



Ai fini della definizione dell'azione sismica di progetto, si rende necessario valutare l'effetto della risposta sismica locale attraverso le categorie di sottosuolo e le condizioni topografiche.

Da un'analisi qualitativa della stratigrafia del terreno sottostante le opere si evince che affiorano **mediamente**, dall'alto, i seguenti strati.

- Circa 15- 20m di *coperture eluviali e detrito di falda* (per le postazioni AP2 e AP4).  
Per i primi 15-20m di terreno dal piano campagna, per le postazioni AP2 e AP4, sono presenti delle coltri *eluviali*. I valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  variano, in accordo con la letteratura scientifica di settore (non avendo a disposizione informazioni di maggiore dettaglio), da **300 a 400 m/s**.
- Circa 100-200m di *complesso piroclastico* (per tutte le postazioni).  
Al di sotto delle coperture eluviali per le postazioni AP2 e AP4 e per circa 100-200m dal piano campagna per le altre postazioni, si alternano *piroclastiti, tufi e locali lave*. I valori della velocità equivalente di propagazione delle onde di taglio  $V_s$  variano, in accordo con la letteratura scientifica di settore (non avendo a disposizione informazioni di maggiore dettaglio), da **600 a 800m/s**.
- Circa 400-500m di *flysch alloctoni prevalentemente argillosi* (per tutte le postazioni).  
Al di sotto del complesso piroclastico, per circa 400-500m, sono presenti *flysch alloctoni prevalentemente argillosi*, i cui valori di  $V_s$  variano, in accordo con la letteratura scientifica di settore (non avendo a disposizione informazioni di maggiore dettaglio), da **600 ad 800m/s**.

Sulla base dei valori di  $V_s$  indicati, è possibile ricondurre la stratigrafia locale nell'ambito delle due seguenti categorie indicate nel DM 2008 (Tabella 3.2.II).

- 1) Per le postazioni AP2 e AP4, nei primi 20m circa dal piano campagna, è lecito assumere un sottosuolo di **Classe C** "Depositi di terreni a grana grossa mediamente addensati o terreni a grana fina mediamente consistenti".
- 2) Per le postazioni AP2 e AP4, successivamente ai primi 20m, e per le postazioni AP2 e AP4 nei primi 800m dal piano campagna, è lecito assumere un sottosuolo di **Classe B** "Rocce tenere e depositi di terreni a grana grossa molto addensati o terreni a grana fina molto consistenti".

Le precedenti assunzioni sono state condotte sulla base delle informazioni geologiche messe a disposizione dal Committente all'atto della redazione del presente rapporto. In fase di progetto esecutivo, si rendono necessarie ulteriori indagini allo scopo di meglio identificare la stratigrafia del terreno sottostante l'opera.

Tutti i siti in progetto sono ubicati in un'area sub-orizzontale, connotata da morfologia pianeggiante, può essere classificata come appartenente alla **categoria topografica T1** "Superficie pianeggiante, pendii e rilievi isolati con inclinazione media  $i \leq 15^\circ$ ".



Sulla base dei parametri in TABELLA 2 e delle categorie di sottosuolo (B e C) e delle condizioni topografiche (T1), si sono determinati gli ulteriori parametri necessari alla determinazione degli spettri di progetto elastici (TABELLA 3):  $S_S$  - coefficiente di amplificazione stratigrafica-,  $C_C$  - coefficiente funzione della categoria di sottosuolo-,  $S_T$  -coefficiente di amplificazione topografica- (DM 2008, par. 3.2.3).

**TABELLA 3. Valori dei parametri necessari alla determinazione degli spettri di progetto elastici.**

POSTAZIONI	SLO (stato Limite di Esercizio)					SLV (Stato Limite Ultimo)				
	B		C			B		C		
	$S_S$	$C_C$	$S_S$	$C_C$	$S_T$	$S_S$	$C_C$	$S_S$	$C_C$	$S_T$
AP1	1,200	1,200	1,500	-	-	1,181	1,402	-	-	1,000
AP2, ORC	1,200	1,200	1,500	1,609	1,000	1,181	1,402	1,372	1,567	1,000
AP3	1,200	1,200	1,500	-	-	1,181	1,402	-	-	1,000
AP4	1,200	1,200	1,500	1,609	1,000	1,182	1,402	1,372	1,567	1,000

Dalla TABELLA 3 si evince che per le quattro postazioni può essere assunta un'unica azione sismica per classe di sottosuolo.

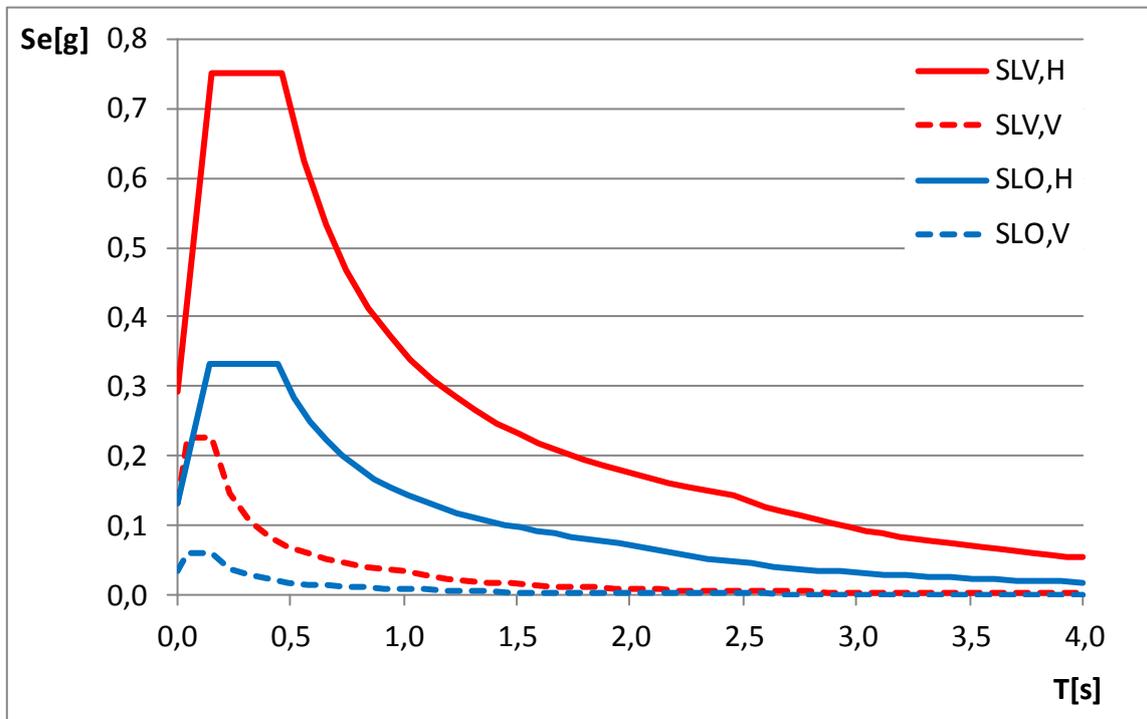
Noti i parametri che caratterizzano la sismicità del luogo, è necessario valutare le accelerazioni sismiche agenti su ciascuna delle tre seguenti tipologie di opere che costituiscono l'impianto geotermico:

1. strutture in elevazione (impianto ORC e torre di impianto perforazione);
2. tubature interrate orizzontali;
3. tubature interrate verticali dei pozzi.

### **Strutture in elevazione (Impianto ORC e Torre di impianto perforazione)**

Le strutture in elevazione interagiscono con i primi 30m di sottosuolo, pertanto, a vantaggio di sicurezza, si assume a riferimento la classe di terreno **C**.

Sulla base dei valori riportati in TABELLA 3, sono stati determinati gli spettri di risposta elastici in accelerazione delle componenti orizzontale H e verticale V (riferiti ad uno smorzamento convenzionale del 5%), per ciascuno dei due Stati Limite assunti (FIGURA 2).



**FIGURA 2. Spettri di risposta elastici  $S_e$  (componente orizzontali H e verticali V) in funzione del periodo di vibrazione  $T$  della struttura per gli Stati Limite di Salvaguardia della Vita (SLV) e di Operatività (SLO) per sottosuolo di classe C.**

In accordo con il DM 2008, le accelerazioni sismiche da assegnare all'impianto ORC ed alla torre di impianto perforazione sono funzione del periodo di vibrazione della struttura stessa.

Per costruzioni civili o industriali che non superino i 40m di altezza e la cui massa sia approssimativamente uniformemente distribuita lungo l'altezza, il primo periodo di vibrazione ( $T_1$ ) può essere stimato, in assenza di calcoli più dettagliati, utilizzando la formula seguente (DM 2008, relazione 7.3.5):

$$T_1 = C_1 \cdot H^{3/4} \quad (3)$$

dove:  $H$  è l'altezza della costruzione, in metri, dal piano di fondazione e  $C_1$  vale 0,085 per costruzioni con struttura in acciaio (come per il caso in esame).

In questa prima fase, è possibile valutare, attraverso la suddetta relazione, i periodi di vibrazione della torre di impianto perforazione (alta 30m) e della ORC (alta 11m):

$$T_1 (\text{torre}) = 0,085 \cdot 30^{3/4} = 1,09\text{s} \quad (4)$$

$$T_1 (\text{ORC}) = 0,085 \cdot 11^{3/4} = 0,51\text{s} \quad (5)$$



Dai valori di  $T_1$ , attraverso gli spettri di risposta in FIGURA 1, è possibile valutare le accelerazioni sismiche agenti sulle due strutture (TABELLA 4).

**TABELLA 4. Accelerazioni sismiche agenti sulla Torre di impianto perforazione e sulla struttura ORC.**

	SLO, H	SLO, V	SLV, H	SLV, V
TORRE	0,134g	0,007g	0,338g	0,029g
ORC	0,285g	0,018g	0,751g	0,070g

### **Tubature interrato orizzontali**

Le tubature interrato orizzontali interagiscono con i primi 30m di sottosuolo, pertanto la classe di riferimento del terreno è, a vantaggio di sicurezza, la **C**.

Il DM 2008 non dà informazioni in merito alle azioni sismiche da applicare alle tubature interrato. Assumendo di poter adottare per esse le prescrizioni fornite in merito ad opere e sistemi geotecnici (par. 7.11.3, DM 2008), l'accelerazione sismica può essere valutata attraverso la seguente relazione:

$$a_{\max} = S_s \cdot S_T \cdot a_g \quad (6)$$

Tenuto conto dei valori di  $a_g$ ,  $S_s$  e  $S_T$  riportati nelle TABELLE 2 e 3, le accelerazioni da assumere per le tubature interrato sono quelle riportate in TABELLA 5.

**TABELLA 5. Valori delle accelerazioni sismiche da adottare per le verifiche delle tubature interrato orizzontali.**

	SLO	SLV
$a_{\max}$	0,13g	0,29g

### **Tubature interrato verticali dei pozzi**

Le tubature interrato verticali dei pozzi interagiscono con un sottosuolo di classe B, fatta eccezione per i primi 20m di profondità per le postazioni AP2 e AP4, ove il terreno è di classe C.

Assumendo di poter adottare per esse le prescrizioni fornite in merito ad opere e sistemi geotecnici (par. 7.11.3, DM 2008), l'accelerazione sismica può essere valutata attraverso la seguente relazione:

$$a_{\max} = S_s \cdot a_g \quad (7)$$



Università degli Studi di Napoli *Federico II*  
Centro interdipartimentale di ricerca Laboratorio  
di Urbanistica e di Pianificazione Territoriale  
"Raffaele d'Ambrosio" (L.U.P.T.)



Struttura Operativa  
Centro Studi **PLINIVS**  
Per L'Ingegneria Idrogeologica, Vulcanica e Sismica  
Centro di Competenza per la Protezione Civile

Tenuto conto dei valori di  $a_g$  e  $S_s$  riportati nelle TABELLE 2 e 3, le accelerazioni da assumere per le tubature interrato sono state valutate e riportate in TABELLA 6, insieme alle velocità orizzontali  $v_g$  massime del terreno, determinate in accordo al DM 2008 (par. 3.2.3.3).

**TABELLA 6. Valori delle accelerazioni sismiche da adottare per le verifiche delle tubature interrato vert. dei pozzi.**

Classe terreno	SLO		SLV	
	B	C	B	C
$a_{max}$ [g]	0,11g	0,13g	0,25g	0,29g
$v_g$ [m/s]	0,065	0,091	0,17	0,21



### 3. INDIVIDUAZIONE DEI CRITERI ANTISISMICI DA ADOTTARE PER LE STRUTTURE DA REALIZZARE, NEL RISPETTO DELLE NORME TECNICHE DEL DM 14 GENNAIO 2008

Il DM 2008 fornisce i criteri generali di progettazione e modellazione degli elementi strutturali e non sotto l'effetto delle azioni sismiche (DM 2008, par. 7.2) che verranno rispettati per la realizzazione delle strutture.

Nel progetto dell'opera in esame, saranno rispettate tutte le seguenti prescrizioni previste dal DM 2008, con riferimento agli impianti.

#### Par. 7.2.4.

Ciascun elemento di un impianto che ecceda il 30% del carico permanente totale del solaio su cui è collocato o il 10% del carico permanente totale dell'intera struttura, non ricade nelle prescrizioni del DM 2008 e richiede uno specifico studio.

Gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro e alla struttura principale devono essere progettati seguendo le stesse regole adottate per gli elementi costruttivi senza funzione strutturale.

L'effetto dell'azione sismica sull'impianto, in assenza di determinazioni più precise, può essere valutato considerando una forza ( $F_a$ ) applicata al baricentro di ciascuno degli elementi funzionali componenti l'impianto, calcolata utilizzando le equazioni seguenti.

$$F_a = (S_a W_a) / q_a \quad (7.2.1, \text{DM 2008})$$

$$S_a = \alpha \cdot S \cdot \left[ \frac{3 \cdot (1+Z/H)}{1+(1-T_a/T_1)^2} - 0,5 \right] \quad (7.2.2, \text{DM 2008})$$

Dove:

$F_a$  è la forza sismica orizzontale agente al centro di massa dell'elemento non strutturale nella direzione più sfavorevole;

$W_a$  è il peso dell'elemento;

$S_a$  è l'accelerazione massima, adimensionalizzata rispetto a quella di gravità, che l'elemento strutturale subisce durante il sisma e corrisponde allo stato limite in esame.

$q_a$  è il fattore di struttura dell'elemento.

$A$  è il rapporto tra l'accelerazione massima del terreno  $a_g$  su sottosuolo tipo A da considerare nello stato limite in esame e l'accelerazione di gravità  $g$ ;

$S$  è il coefficiente che tiene conto della categoria di sottosuolo e delle condizioni topografiche;

$T_a$  è il periodo fondamentale di vibrazione dell'elemento non strutturale;

$T_1$  è il periodo fondamentale di vibrazione della costruzione nella direzione considerata;



Z è la quota del baricentro dell'elemento non strutturale misurata a partire dal piano di fondazione;

H è l'altezza della costruzione misurata a partire dal piano di fondazione.

Gli eventuali componenti fragili debbono essere progettati per avere resistenza doppia di quella degli eventuali elementi duttili ad essi contigui, ma non superiore a quella richiesta da un'analisi eseguita con fattore di struttura  $q$  pari ad 1.

Gli impianti non possono essere vincolati alla costruzione contando sull'effetto dell'attrito, bensì debbono essere collegati ad essa con dispositivi di vincolo rigidi o flessibili; gli impianti a dispositivi di vincolo flessibili sono quelli che hanno periodo di vibrazione  $T \geq 0,1s$ . Se si adottano dispositivi di vincolo flessibili i collegamenti di servizio dell'impianto debbono essere flessibili e non possono far parte del meccanismo di vincolo.

#### **Par. 7.3.6.**

Le verifiche nei confronti degli stati limite ultimi degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano in termini di resistenza e di duttilità.

#### **Par. 7.3.6.3.**

Per ciascuno degli impianti principali, gli elementi strutturali che sostengono e collegano i diversi elementi funzionali costituenti l'impianto tra loro ed alla struttura principale devono avere resistenza sufficiente a sostenere l'azione della Fa corrispondente allo SLV.

#### **Par. 7.3.7.**

Le verifiche nei confronti degli stati limite di esercizio degli elementi strutturali, degli elementi non strutturali e degli impianti si effettuano rispettivamente in termini di resistenza, di contenimento del danno e di mantenimento della funzionalità.

#### **Par. 7.3.7.2.**

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV si deve verificare che l'azione sismica di progetto non produca danni agli elementi costruttivi senza funzione strutturale tali da rendere temporaneamente non operativa la costruzione.

#### **Par. 7.3.7.3.**

Per le costruzioni ricadenti in classe d'uso III e IV, si deve verificare che gli spostamenti strutturali o le accelerazioni (a seconda che gli impianti siano più vulnerabili per effetto dei primi o delle seconde) prodotti dalle azioni relative allo SLO non siano tali da produrre interruzioni d'uso degli impianti stessi.



#### **4. ANALISI DI RISCHIO NELL'IPOTESI CHE IL TERREMOTO DI PROGETTO SI DOVESSE VERIFICARE NEL CORSO DELLE OPERAZIONI DI PERFORAZIONE**

Il rischio connesso al verificarsi di un terremoto pari a quello di progetto è basso visto che la torre dell'impianto di perforazione viene progettata, in accordo alla API 4F, per resistere all'azione prodotta da un vento con velocità di progetto pari a 48m/s (173Km/h) anche in combinazione con il solo peso proprio, quindi nella condizione ritenuta più sfavorevole agli effetti delle forze orizzontali.

Le forze superficiali da vento sono state schematizzate attraverso due forze ortogonali tra loro, pari a 248KN (Fx) e 287KN (Fy), come illustrato in FIGURA 2.

Considerato che il peso della struttura della torre è pari a 1000kN (101937kg), le due azioni dovute al vento possono considerarsi equivalenti a accelerazioni del terreno dovute al sisma pari, rispettivamente, a 0,25g (x) e 0,29g (y).

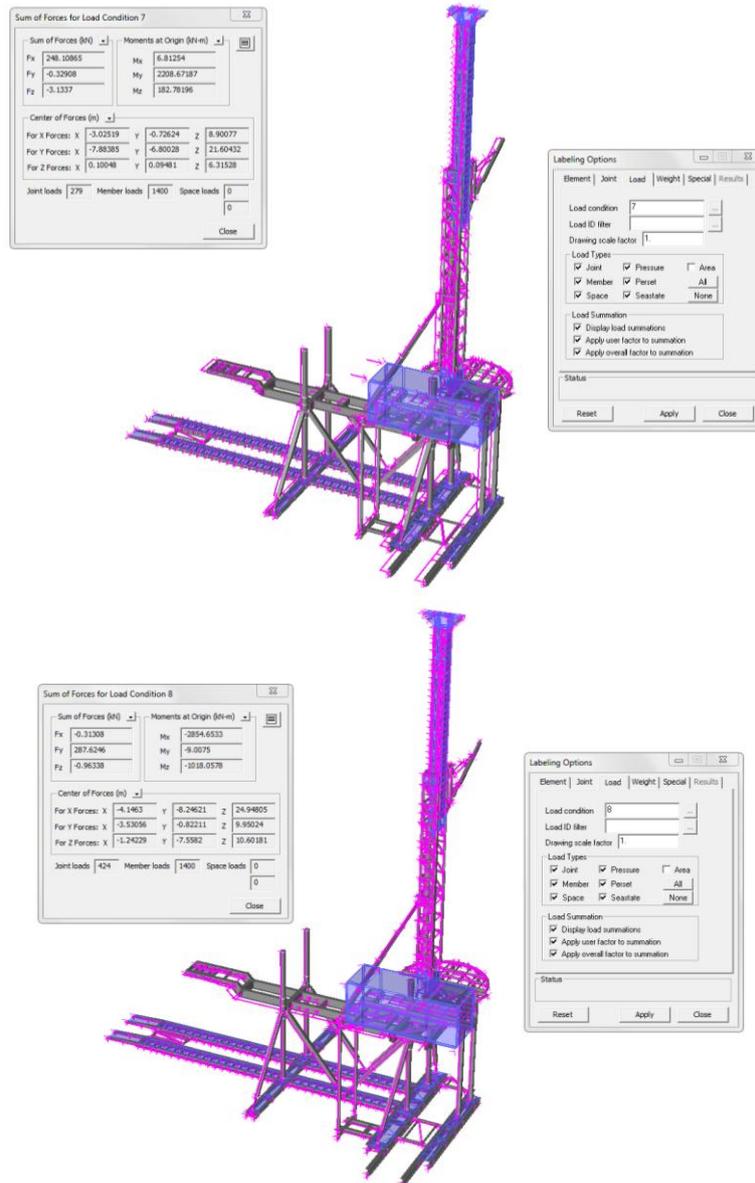
Quindi in entrambe le direzioni del vento, l'accelerazione equivalente risulta maggiore o uguale a quelle che sarebbero prodotte dal sisma che, nel caso in esame, con riferimento alla TABELLA 6, valgono rispettivamente 0,13g e 0,29g.

Tenuto conto che:

- la verifica di progetto al vento è eseguita in assenza di carico verticale dovuto alla perforazione, quindi nelle condizioni più sfavorevoli dal punto di vista dell'effetto delle forze orizzontali;
- nell'elemento strutturale più sollecitato, il coefficiente di sicurezza nella verifica al vento, rispetto al *valore minimo* dello snervamento dell'acciaio con cui è fabbricato, è almeno 1,5 in base alla normativa AISC (American Institute of Steel Construction), che API 4F prevede di applicare per la verifica dei componenti strutturali; ne consegue che lo Stato Limite di Operatività (SLO) dell'impianto di perforazione è assicurato in caso di sisma, con un margine molto ampio nei riguardi dell'elemento strutturale più sollecitato dell'impianto. Volendo introdurre il concetto di coefficiente di sicurezza, il rapporto tra accelerazione equivalente di progetto e quella sismica è circa 2,8.

Simili considerazioni possono essere fatte anche nei riguardi dello Stato Limite Ultimo (SLV). Infatti, identificando in via decisamente cautelativa nella sollecitazione di snervamento dell'elemento più sollecitato lo stato limite ultimo dell'intera struttura, cosa che così non è, il margine tra il valore dell'accelerazione equivalente rispetto a quella relativa allo stato SLV rimane superiore al 50% rispetto al valore dello snervamento minimo dell'elemento più sollecitato della struttura.

Quindi l'impianto è in grado di resistere ampiamente alle sollecitazioni sismiche.



**FIGURA 3. Modello di verifica della Torre per effetto dell’azione da vento eseguito da DRILLMEC S.p.A.**



## 5. CRITERI DI VERIFICA ALLO SCUOTIMENTO SISMICO PER TUBAZIONI E POZZI

### Premessa

Non esistendo una normativa italiana specifica, le tubazioni orizzontali interrate saranno verificate nei riguardi dello scuotimento sismico del terreno (shaking) sui tratti rettilinei e curvi, secondo le indicazioni previste dalle normative americane ASME B31.1 (2007) e ASCE 1984.

Per analogia gli stessi criteri di verifica saranno applicati anche per le tubazioni dei pozzi ferma restando l'applicazione delle verifiche API per i casing che di fatto costituisce una doppia verifica.

A. In accordo alla normativa suddetta i tubi e i raccordi delle tubazioni devono soddisfare la seguente relazione:

$$\frac{PD_0}{4000t_n} + \frac{0,75iM_A}{Z} + \frac{0,75iM_B}{Z} \leq kS_h \quad (8)$$

Dove:

- P = pressione interna al tubo [kPa];
- $D_0$  = diametro esterno del tubo [mm];
- $t_n$  = spessore nominale del tubo [mm];
- i = fattore di intensificazione della tensione ( $0,75i \geq 1,0$ );
- $M_A$  = momento risultante sulla sez. dovuto al peso ed agli altri carichi sostenuti [Nmm];
- $M_B$  = momento risultante sulla sezione dovuto al sisma [Nmm];
- Z = modulo di resistenza della sezione del tubo [ $\text{mm}^3$ ];
- k = coefficiente pari ad 1,2 in caso di terremoto;
- $S_h$  = tensione ammissibile del materiale di base alla massima temperatura [kPa].

La normativa ASME B31.1, nelle Appendici D ed A, riporta, rispettivamente, i valori  $S_h$  (per i diversi materiali) ed i (per diversi raccordi e giunzioni).

B. Le tubature in esame saranno inoltre verificate nei riguardi di possibili fenomeni di instabilità di parete.

In accordo, con la ASCE 1984, possono considerarsi scongiurati fenomeni di instabilità quando la eventuale deformazione longitudinale di compressione  $\epsilon$  risulti inferiore ad un valore critico ( $\epsilon_{cr}$ ) dato dalla seguente relazione:

$$\epsilon_{cr} = 0,35 \frac{t_n}{D_0 - t_n} \quad (9)$$



### **Analisi dei tratti rettilinei**

Per la verifica dei tratti rettilinei, si applicheranno i criteri proposti dalla ASCE1984, che, trascurando l’interazione tubo-terreno, fornisce valori conservativi circa lo stato tensionale indotto sulla tubazione.

### **Massima deformazione indotta dalle onde sismiche**

La massima deformazione assiale ( $\varepsilon_g$ ) e la massima curvatura ( $k_g$ ) prodotte dalle onde sismiche sono valutabili attraverso le seguenti relazioni:

$$\varepsilon_g = -\frac{v_g}{\alpha_\varepsilon c}; \quad k_g = -\frac{a_g}{(\alpha_k c)^2}$$

Dove:  $v_g$  è la velocità orizzontale del terreno;  $\alpha_\varepsilon$  è un coefficiente di amplificazione della velocità di propagazione dell’onda sismica;  $c$  è la velocità apparente di propagazione dell’onda sismica;  $a_g$  è l’accelerazione sismica.

Per il calcolo delle deformazioni prodotto da ciascun tipo di onda si riporta qui di seguito la tabella della ASCE 1984 (TABELLA 7), con i relativi coefficienti di amplificazione della velocità di propagazione ( $\alpha_\varepsilon$ ,  $\alpha_k$ ) derivati massimizzando l’effetto dell’angolo di incidenza  $\vartheta$  tra l’asse della tubazione e la direzione di propagazione del movimento sismico.

**TABELLA 7. Massima deformazione sismica (ASCE, 1984).**

<b>Tipo Onda</b>	<b>Massima deformazione</b>	<b>Fattori</b>
<b>S</b>	$\varepsilon_g = -\frac{v}{2c}$	$\alpha_\varepsilon = 2,0$
	$k_g = -\frac{a_g}{c^2}$	$\alpha_k = 1,0$
<b>P</b>	$\varepsilon_g = -\frac{v}{c}$	$\alpha_\varepsilon = 1,0$
	$k_g = -\frac{a_g}{2,6c^2}$	$\alpha_k = 1,6$
<b>R</b>	$\varepsilon_g = -\frac{v}{c}$	$\alpha_\varepsilon = 1,0$
	$k_g = -\frac{a_g}{c^2}$	$\alpha_k = 1,0$

Le tensioni assiali e di flessione indotte dalle onde di taglio S ( $\alpha_\varepsilon=2,0$ ;  $\alpha_k=1,0$ ), obliquamente incidenti l’asse della condotta, sono rispettivamente:



Università degli Studi di Napoli *Federico II*  
Centro interdipartimentale di ricerca Laboratorio  
di Urbanistica e di Pianificazione Territoriale  
"Raffaele d'Ambrosio" (L.U.P.T.)



Struttura Operativa  
Centro Studi **PLINIVS**  
Per L'Ingegneria Idrogeologica, Vulcanica e Sismica  
Centro di Competenza per la Protezione Civile

$$\sigma_{\varepsilon \text{ SISMA}}^S = \pm E \frac{v_g}{c} \sin \vartheta \cos \vartheta$$

$$\sigma_{k \text{ SISMA}}^S = \pm E \frac{D a_g}{2 c^2} \cos^3 \vartheta$$

Massimizzando questi valori rispetto all'angolo di incidenza  $\vartheta$ , i valori massimi delle tensioni  $\sigma_{\varepsilon}$  e  $\sigma_k$  si ottengono, rispettivamente, per  $\vartheta=45^\circ$  e  $\vartheta=0^\circ$ :

$$\sigma_{\varepsilon \text{ SISMA}}^S = \pm E \frac{v_g}{c}$$

$$\sigma_{k \text{ SISMA}}^S = \pm E \frac{D a_g}{2 c^2}$$

Le tensioni assiali e di flessione indotte dalle onde di compressione P ( $\alpha_{\varepsilon}=1,0$ ;  $\alpha_k=1,6$ ), sono rispettivamente:

$$\sigma_{\varepsilon \text{ SISMA}}^P = \pm E \frac{v_g}{c} \cos^2 \vartheta$$

$$\sigma_{k \text{ SISMA}}^P = \pm E \frac{D a_g}{2 c^2} \sin \vartheta \cos^2 \vartheta$$

Massimizzando questi valori rispetto all'angolo di incidenza  $\vartheta$ , i valori massimi delle tensioni  $\sigma_{\varepsilon}$  e  $\sigma_k$  si ottengono, rispettivamente, per  $\vartheta=0^\circ$  e  $\vartheta=35^\circ 16'$ :

$$\sigma_{\varepsilon \text{ SISMA}}^P = \pm E \frac{v_g}{c}$$

$$\sigma_{k \text{ SISMA}}^P = \pm 0,385 E \frac{D a_g}{2 c^2}$$

Le massime tensioni assiali e di flessione indotte dalle onde superficiali di Rayleigh R ( $\alpha_{\varepsilon}=1,0$ ;  $\alpha_k=1,0$ ), sono rispettivamente:

$$\sigma_{\varepsilon \text{ SISMA}}^R = \pm E \frac{v_g}{c}$$



$$\sigma_{k \text{ SISMA}}^R = \pm E \frac{D a_g}{2 c^2}$$

Combinando le tensioni secondo il metodo della radice quadrata della somma dei quadrati (SRSS method: Square Route Square Sum):

$$\sigma_{\varepsilon \text{ SISMA}} = \sqrt{(\sigma_{\varepsilon \text{ SISMA}}^S)^2 + (\sigma_{\varepsilon \text{ SISMA}}^P)^2 + (\sigma_{\varepsilon \text{ SISMA}}^R)^2}$$

$$\sigma_{k \text{ SISMA}} = \sqrt{(\sigma_{k \text{ SISMA}}^S)^2 + (\sigma_{k \text{ SISMA}}^P)^2 + (\sigma_{k \text{ SISMA}}^R)^2}$$

La massima tensione dovuta all’evento sismico risulta quindi:

$$\sigma_{\text{SISMA}} = \sigma_{\varepsilon \text{ SISMA}} + \sigma_{k \text{ SISMA}}$$

### **Analisi dei tratti curvi**

Nell’analisi dello stato tensionale causato dal terremoto sugli elementi curvi della condotta, l’interazione tra tubo e terreno è presa in considerazione.

Assumendo il movimento dell’onda sismica parallelo ad uno dei tratti rettilinei della curva, si indica con  $L'$  la lunghezza di scorrimento della tubazione nel terreno su cui agisce la forza di attrito  $t_u$  (ASCE1984):

$$L' = \frac{4A_p E \lambda}{3k_0} \left[ \sqrt{1 + \frac{3\varepsilon_{\text{MAX}} k_0}{2t_u \lambda}} - 1 \right]$$

$$t_u = \frac{\pi D}{2} \gamma_t H(1+k_0) \text{tg} \delta + W_p \text{tg} \delta$$

dove:

$$\lambda = \left( \frac{k_0}{4EI} \right)^{1/4}; \quad l = \frac{D^4 - (D-2t)^4}{64}; \quad \varepsilon_{\text{max}} = \frac{v}{c}$$

Per la tubazione in acciaio lo spostamento sulla curva dovuto allo scorrimento della stessa nel terreno è:



Università degli Studi di Napoli *Federico II*  
 Centro interdipartimentale di ricerca Laboratorio  
 di Urbanistica e di Pianificazione Territoriale  
 "Raffaele d'Ambrosio" (L.U.P.T.)



Struttura Operativa  
 Centro Studi **PLINIVS**  
 Per L'Ingegneria Idrogeologica, Vulcanica e Sismica  
 Centro di Competenza per la Protezione Civile

$$\Delta = \frac{\varepsilon_{\max} L' - \frac{t_u L'^2}{2A_p E}}{1 + \frac{k_0 L'}{2\lambda A_p E} + 2 \frac{\lambda^2 L'I}{\pi A_p r_o}}$$

La forza assiale sul tratto rettilineo longitudinale (parallelo alla direzione del movimento del movimento sismico) è:

$$s = \Delta \left( \frac{k_0}{2\lambda} + \frac{2\lambda^2 K^* EI}{r_o \pi} \right)$$

con:

$$K^* = 1 - \frac{9}{10 + 12 (tr_o/R^2)^2}$$

Il momento flettente sulla curva è:

$$M = \Delta \frac{2\lambda K^*}{r_o \pi}$$

$K_1$  è il fattore di intensificazione dello stress:

$$K_1 = \frac{2}{3K^*} \left\{ 3 \left[ \frac{6}{5 + 6 (tr_o/R^2)^2} \right] \right\}^{-1/2}$$

La tensione assiale sulla curva dovuta alla forza  $s$ , si calcola con la seguente:

$$\sigma_{SISMA}^s = \frac{s}{A_p}$$

La tensione di flessione sulla curva dovuta al momento flettente  $M$ , vale:

$$\sigma_{SISMA}^M = K_1 \frac{MD}{2I}$$



Università degli Studi di Napoli *Federico II*  
Centro interdipartimentale di ricerca Laboratorio  
di Urbanistica e di Pianificazione Territoriale  
"Raffaele d'Ambrosio" (L.U.P.T.)



Struttura Operativa  
Centro Studi **PLINIVS**  
Per L'Ingegneria Idrogeologica, Vulcanica e Sismica  
Centro di Competenza per la Protezione Civile

---

## NORMATIVE DI RIFERIMENTO

DM 2008. DM 14 gennaio 2008. *Nuove Norme Tecniche per le Costruzioni*. Gazzetta Ufficiale n. 29 del 4 febbraio 2008 - Suppl. Ordinario n. 30.

ASME B31.1-2007. ASME Code for Pressure Piping, B31. *Code for Pressure Piping, Section on Power Piping*. The American Society of Mechanical Engineers.

ASCE 1984. *Guidelines for the Seismic Design of Oil and Gas Pipeline Systems*. American Society of Civil Engineers, 978-0-87262-428-3 / 0-87262-428-5, 1984, 473 pp.