

涩宁兰输气管道复线抗震设计探讨

苏 欣, 陈 静, 杨汗青, 张 琳

(中国石油工程设计有限公司西南分公司, 四川 成都 610017)

摘 要:介绍了抗震设计常用的方法, 详细介绍了涩宁兰复线通过烈度区和断裂带的抗震计算, 结合现有文献分析了对该项目抗震设计的管土约束状态进行了判断, 详细分析了管土约束状态的两种形式及对埋地管线的抗震进行约束状态复核的意义, 说明了判断的方法, 指出在使用判断公式时应注意的问题。

关键词:天然气; 长输; 管道; 抗震; 设计; 探讨

文章编号: 1006-5539(2009)03-0014-05 **文献标识码:** B

0 引言

涩宁兰输气管道复线工程起自青海省柴达木盆地涩北一号气田涩宁兰一线涩北首站, 东至甘肃省兰州市西固区柳泉乡兰州末站, 线路长度约 920 km。途经青海、甘肃两省的 13 个市、区、县。涩宁兰复线设计压力 6.3 MPa, 干线管径为 $\Phi 660$ mm, 设计输量为 33×10^8 m³/a。

管线所经之地, 与复线管道相交的断裂带共有 14 条, 其中全新世活动断裂共 7 条, 另 7 条均为第四纪早期或前第四纪断裂, 发生 6 级以上地震可能性很小, 根据 SY/T 0450-2004《输油(气)埋地钢质管道抗震设计规范》的要求, 无需进行评价。因此, 抗震设计主要考虑 7 条全新世活动断裂带。

1 抗震设计常用方法

目前国内外在抗震设计中常用的方法主要有如下三种:

1.1 基于应力的抗震设计

如英国 BS8010 该规范要求管道的应变小于 0.1%、管径和管壁的比例 $D/t \leq 60$

1.2 基于应变的抗震设计

如日本提出的两级抗震设计, 第一级为正常运行状态, 也即管道维持服务功能的极限状态, 在第一级地震水平 (GMI₁) 作用下满足正常运行所允许的管道变形; 第二级为不发生泄露状态, 即管道运行的最大极限变形状态。为了不引起次生灾害, 规定管道在第二级地震水平 (GMI₂) 和由砂土液化引起的地面永久变形及断层位错作用下发生有限的变形, 但不至于导致泄露。我国 SY/T 0450-2004《输油(气)埋地钢质管道抗震设计规范》中的抗震计算也是基于应变为基础, 该规范采用最新 GB 18306《中国地震动参数区划图》的地震动参数代替原来的地震烈度, 地震作用输入包括 PGA、PGV 和 PGD 等。

1.3 基于性能的抗震设计

管道性能设计是依据管道在震后恢复和救灾的重要程度采取不同的抗震设防水准的一种设计方法。从性能设计的角度, 为了达到整个管道系统在震后维持必要的基本服务功能, 则需要使系统中的各条管道具备相应其重要性级别的性能可靠度, 重要度越高其可靠度要求越高。如美国的《供水管道系统抗震设计指南》(2005 年) 就采用了性能设计的理念^[1-3]。

基于这些方法提出了相应的计算方法, 理论解

收稿日期: 2008-12-26

作者简介: 苏 欣 (1982-), 男, 四川南充人, 助理工程师, 硕士, 主要从事油气田地面工程研究与设计工作。电话: (028) 86014120

析方法。该方法将管子这种薄壳结构用索或梁模型简化后进行理论分析, 以 Newmark-Hall 和 Kennedy 方法应用最广; 含等效边界的壳有限元方法^[4]。

2 涩宁兰复线抗震设计

本工程地处青藏地块东北部, 地质构造复杂, 地震活动性高, 是未来发生中强震的危险地段, 线路自西向东穿过多条活动断裂, 线路西部的小柴旦湖段和东部兰州段, 为地震高烈度(8度)区, 属于地震危险区段, 管线所经过的区域最大设计基本地震加速度值为 0.20g。按照 SY/T0450—2004《输油(气)埋地钢质管道抗震设计规范》的要求, 对位于设计地震动峰值加速度大于或等于 0.2g 地区的管道, 应进行抗拉伸和抗压缩校核。

2.1 管道通过地震烈度区的抗震计算

埋地直管道在地震波作用下所产生的最大轴向应变计算公式如下:

$$\epsilon_{\max} = \pm \frac{aT_g}{4\pi C} \quad (1)$$

式中 a ——设计地震动峰值加速度, m/s^2 ;
 C ——波的传播速度, 即场地剪切波速, m/s ;
 ϵ_{\max} ——地震波引起的最大管道轴向应变;
 T_g ——地震动反应谱特征周期, s ;
 操作条件下的管道轴向应变计算公式如下:

表 1 管道抗震计算结果一览表

地区	$-\epsilon_{\max}$	ϵ	$\epsilon_{\max} + \epsilon$	$ \epsilon_{\max} + \epsilon $	$[\epsilon_d]_v$
兰州市永登、永靖县	0.000 208	-0.000 349	-0.000 141	0.001 41	0.005 038
地区	$-\epsilon_{\max}$	ϵ	$\epsilon - \epsilon_{\max}$	$ \epsilon - \epsilon_{\max} $	$[\epsilon_d]_v$
兰州市永登、永靖县	-0.000 208	-0.000 349	-0.000 557	0.000 202 69	0.005 038

通过对本工程不同用管及工作条件的复核计算, 管道通过设计地震动峰值加速度等于 0.2g 地区, 管道是安全的。

2.2 管道通过活动断裂带的设计

涩宁兰输气管道复线工程沿线 25 km 范围内与管道相交的全新世活动断裂几何学、运动学参数见表 2。

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (2)$$

$$\sigma = \mu\sigma_h + E\alpha(t - t_0) \quad (3)$$

$$\sigma_h = \frac{Pd}{2\delta} \quad (4)$$

式中 ϵ ——由于内压和温度变化产生的管道轴向应变;

σ ——由于内压和温度变化产生的管道轴向应力, MPa ;

σ_h ——由内压产生的管道环向应力, MPa ;

P ——管道的设计内压力, MPa ;

δ ——管子公称壁厚, mm ;

d ——管子内径, mm ;

E ——钢材的弹性模量, MPa 。

管道抗震校核条件如下:

当 $\epsilon_{\max} + \epsilon \leq 0$ 时, $|\epsilon_{\max} + \epsilon| \leq [\epsilon_c]$;

当 $\epsilon_{\max} + \epsilon \geq 0$ 时, $\epsilon_{\max} + \epsilon \leq [\epsilon_t]$;

式中 ϵ_{\max} ——地震波引起的最大轴向拉、压应变;
 $[\epsilon_t]$ 、 $[\epsilon_c]$ ——埋地管道抗振动的轴向容许拉伸、压缩应变。

埋地管道抗振的轴向容许应变可按下式计算:

$$[\epsilon_d]_v = 0.35 \frac{\delta}{D} \quad (5)$$

式中 δ ——管道壁厚, mm ;

D ——管子外径, mm ;

容许拉伸应变 $[\epsilon_t] < 0.9\%$ 。

根据上述计算公式, 管道抗震计算结果详见表 1。

根据 SY/T0450—2004《输油(气)钢质管道抗震设计规范》的要求, 管道在通过活动断层时, 应选用延性大的管材, 适当增加管道厚壁, 环焊缝余高不超过 2 mm, 保证圆滑过渡。本工程管道通过的 7 处活动断裂带均位于 1 级地区, 本工程拟选用壁厚为 9.5 mm 的直缝埋弧焊钢管作为通过这些地段的用管。同时, 根据规范要求, 管段通过活动断裂带还应进行抗拉伸和抗压缩校核。

表 2 全新世活动断裂几何学、运动学参数

编号	断裂名称	长度 /km	断层产状	性质	破碎带宽度 /m	滑动速率 /mm·a ⁻¹	未来 100年突发事件的可能性	预测未来 100年的突发位错量 /m	交汇处距地表深度 /m	与管道交角 / (°)	设计处理建议
F ₂	柴达木盆地中部中央断裂带	230	NWW/SW ∠60~85°	正断	300~700		有可能	H 2 19 V 1 07	25~30	26°	按预测位移值设防
F ₈	锡铁山南缘断裂带	300	N40-50°W/ NE∠40~80°	逆断兼左旋走滑	700	H 4 42 V 0 16	有可能	H 4 03 V 3 05	3~5	54°	按预测位移值设防
F ₁₉	欧龙布鲁克山北缘断裂	85	NWW/SW ∠70°±	逆断兼左旋走滑	100	H 0 83 V 0 14	有可能	H 2 94 V 1 70	<1	55°	按预测位移值设防
F ₂₀	北泉水梁断裂	46	EW/S ∠30~40°	逆断	200~300	V 0 11	有可能	H 2 19 V 1 07	<3	17°	按预测位移值设防
F ₄₁	鄂拉山断裂	207	N20°W/ NE∠40~60°	逆断兼右旋走滑	50	H 4 1 V 0 15	有可能	H 2 19 V 1 07	<3	34°	按预测位移值设防
F ₄₂	哇玉香卡一拉干断裂	160	NWW-NW/ SW∠65°±	逆断	700		有可能	H 4 03 V 3 05	10	36°	按预测位移值设防
F ₄₃	茶卡盆地东北缘断裂	40	NNW/NE ∠50~60°	逆断	50~80	V 0 24	有可能	H 2 74 V 1 50	3~5	87°	按预测位移值设防

由于断层错动引起管道长度的变化 ΔL 按下式进行计算:

$$\Delta L = \Delta X + \frac{\Delta Y + \Delta Z}{4I_A} \quad (6)$$

$$\Delta X = \Delta H \cos \beta \quad (7)$$

$$\Delta Y = \Delta H \sin \beta \quad (8)$$

式中 ΔX ——平行于管道轴线方向的断层位移, m;

ΔY ——管道法线方向的断层位移, m;

ΔZ ——垂直方向的断层位移, m;

β ——活动断层带与管道轴线的夹角, °;

I_A ——断层一侧过渡段的管道长度, m; 当管道受拉伸时, $I_A = I_r$; 当管道受压缩时, $I_A = I_c$;

I_r ——管道受拉伸时断层一侧管道的滑动长度, m;

I_c ——管道受压缩时断层一侧管道的滑动长度, m;

管道经过活动断层受拉时, 按下式进行抗震校核:

若 $\Delta L \leq [\Delta L_r]$, 可不采取抗震措施;

若 $\Delta L > [\Delta L_r]$, 则需采取抗震措施。

式中 ΔL ——断层错动引起的管道长度变化, m;

$[\Delta L_r]$ ——管道受拉伸时容许的最大长度变化, m;

管道经过活动断层受压时, 按下式进行抗震校核:

若 $\Delta L \leq [\Delta L_c]$, 可不采取抗震措施;

若 $\Delta L > [\Delta L_c]$, 则需采取抗震措施。

式中 $[\Delta L_c]$ ——管道受压缩时容许的最大长度变化, m;

管道受拉伸时, 最大容许的长度变化 $[\Delta L_r]$ 计算公式如下:

$$[\Delta L_r] = 2(I_r \epsilon_e + I_p \epsilon_p) \quad (9)$$

$$I_r = \frac{\pi D \delta_1}{F} \times 10^6 \quad (10)$$

$$I_p = \frac{\pi D (\delta_2 - \sigma_p)}{F} \times 10^6 \quad (11)$$

$$\epsilon_e = \frac{\sigma_1}{2E_1} \quad (12)$$

$$\epsilon_P = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 - 2\sigma_0}{2E_2} \quad (13)$$

式中 L_e ——管道弹性部分的滑动长度, m;
 L_p ——管道塑性部分的滑动长度, m;
 ϵ_e ——平均弹性应变;
 ϵ_P ——平均塑性应变;
 σ_0 ——在应力与应变图中, 点 (ϵ_1, σ_1) 和点 (ϵ_2, σ_2) 连线的延伸线与 σ 轴的交点处的应力值, MPa;
 σ_1 ——材料应力—应变简化折线中的材料弹塑性变形开始点的应力, MPa;
 σ_2 ——弹塑性区与塑性区交点处应力, MPa;
 E_1 ——弹性区的材料弹性模量, MPa;
 E_2 ——弹塑性区的材料弹性模量, MPa

断层一侧管道的滑动长度按下式计算:

$$L_s = L_e + L_p \quad (14)$$

管道受压缩时, 最大容许的长度变化 $[\Delta L_e]$ 计算公式如下:

$$[\Delta L_e] = 2L_e \epsilon_e \quad (15)$$

$$L_e = \frac{\pi D \delta_c}{F} \times 10^6 \quad (16)$$

$$\sigma_c = \begin{cases} 0.3 \times \frac{\delta_c}{D} \\ \sigma_s \end{cases} \quad \text{取较小值} \quad (17)$$

$$\epsilon_e = \frac{\sigma_c}{2E_1} \quad (18)$$

式中 L_e ——管道受压缩时断层一侧管道的滑动长度, m;
 σ_c ——管道受压缩失稳时的临界压缩应力, MPa;
 ϵ_e ——管道受压缩失稳时的平均应变;
 σ_s ——管道材料的标准屈服强度, MPa

土壤与管道外表面之间单位长度上的摩擦力按下式进行计算

$$F = \mu(2W + WP) \quad (19)$$

$$W = \rho_s DHG \quad (20)$$

$$WP = \left[\pi(D - \delta) \delta_m + \frac{\pi}{4}(D - 2\delta)^2 \rho \right] g \quad (21)$$

式中 F ——纵向摩擦力, N/m;
 μ ——土壤与管道外表面之间的摩擦系数;
 W ——管道上表面至管沟上表面之间的土壤单位长度上的重力, N/m

W_p ——管道和内部介质的自重, N/m

ρ_m ——管道材料的密度, kg/m³;

ρ ——输送介质的密度, kg/m³。

按上述公式对管道经过断裂带的相关词参数进行计算, 计算结果详见表 3~4

表 3 管道受拉时抗震计算结果一览表 (ϵ_{max})

活动断层编号	F / N m ⁻¹	L _t / m	ΔL / m	比较	[ΔL _e] / m
F ₈	43875.6	2352.5	2.37	<	14.82
F ₂₀	42711.4	2416.6	2.09	<	15.22
F ₄₁	42711.4	2416.6	1.82	<	15.22
F ₄₃	42711.4	2416.6	0.144	<	15.22

表 4 管道受压时抗震计算结果一览表 ($-\epsilon_{max}$)

活动断层编号	F / N m ⁻¹	L _e / m	ΔL / m	比较	[ΔL _e] / m
F ₈	43875.6	2020.26	2.37	<	4.33
F ₂₀	42711.4	2075.3	2.09	<	4.45
F ₄₁	42711.4	2075.3	1.82	<	4.45
F ₄₃	42711.4	2416.6	0.145	<	4.45

本工程管道通过的 7 处活动断裂带均位于一类地区, 在这 7 处活动断裂带及其两侧各 200 m 范围内均采用了壁厚为 9.5 mm 的直缝埋弧焊钢管作为管线通过这些地区的用管, 经计算, 管道在通过这些断层地段时是安全的, 不需采取其他抗震措施。

3 抗震设计中相关问题探讨

通过查阅相关文献资料^[5~7]发现, 对于埋地管道, 地震作用是通过周围的约束土壤传递的, 而管土之间的相互作用又可分为弹性约束和塑性约束, 管土相对变形与土壤切应力的关系如图 1。

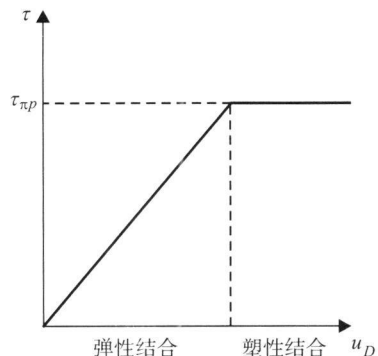


图 1 剪切应力与管土之间相对位移的关系

τ 为截面处约束管线土壤的切应力, ψ 为管土之间的相对变形。随着管土之间的相对变形 ψ 的增加, 直到 $\tau = \tau_{\pi p}$, τ 和 ψ 之间都为正比关系。而后随着 ψ 的继续增加, τ 不再增大, 其原因是约束面上土壤切应力 τ 达到极限剪切强度后, 土层产生塑性变形, 其值不再随管土之间相对位移增加而增大。弹性约束状态是陆上埋地管线抗震设计规范的前提, 在弹性约束范围内, 埋地管线抗震应力随土壤变形幅值增加而增大。

因此, 在采用规范进行抗震设计之前应对管土的约束状态进行校核, 检验其是否处于弹性约束状态。有关学者对此进行了深入研究, 提出要保证约束处于弹性约束状态必须使管土之间的相对变形产生的土壤剪切强度小于极限剪切强度, 即必须满足:

$$\left[1 - \frac{1}{1 + \frac{\pi D_H k}{EA} \left(\frac{2\pi}{T_C} \right)^2} \right] \psi \leq \frac{\tau_{\pi p}}{k} \quad (22)$$

式中 D_H ——管道外径 (含各种防腐、保温和配重层厚度), m;

k ——土壤剪切抗力系数, kg/m^2 ;

E ——管线弹性模量, MPa ;

A ——管道横截面积, m^2 ;

T ——地震波传播周期, s;

C ——地震波在管轴方向传播速度, m/s ;

ψ ——纵波土体振幅, m;

$\tau_{\pi p}$ ——土壤极限抗剪强度, kg/m^2 。

表 7 涩宁兰复线地震断裂带约束状态校核

断裂带编号	F_2	F_8	F_{19}	F_{20}	F_{41}	F_{42}	F_{43}
Δ	-0.00034	0.000221	-0.00011	-0.00034	-0.00034	0.000221	-0.00017
结论	弹性	塑性	弹性	弹性	弹性	塑性	弹性

从表 7 可以看出, F_8 和 F_{42} 两个地震断裂带有可能出现塑性状态, 若此时仍按照弹性状态下的约束进行应力分析计算, 得到的结果必然是错误的, 此时应按照土壤进入塑性滑移理论进行极限地震应力分析。因此, 对上述两个地震断裂带的抗震计算需要慎重考虑, 当然 Δ 的值与许多因素有关, 特别是 k 和 $\tau_{\pi p}$ 的选取对计算结果的影响较大, 如上述结果中 k 和 $\tau_{\pi p}$ 的分别选取 $0.5 \text{ kg}/\text{m}^2$ 和 $0.3 \text{ kg}/\text{m}^2$ 时, F_8 和 F_{42} 对应的 Δ 的值就变为 -0.00045 因此, 合理选取式 (23) 中各因素的值, 是正确判断约束状态的重要前提。

其中 k 和 $\tau_{\pi p}$ 的值参见表 5。

表 5 k 和 $\tau_{\pi p}$ 关系的试验结果

土壤情况	$k_i / \text{kg} \cdot \text{cm}^{-3}$	$\tau_{\pi p} / \text{kg} \cdot \text{cm}^{-2}$
沙土	0.6~1.2	0.03~0.25
半沙土	0.3~0.6	0.03~0.20
亚粘土	0.3~0.8	0.03~0.30
粘土	0.3~0.8	0.03~0.50

如果在抗震设计前不进行约束校核, 有可能出现计算得到的抗震应力大于实际应力, 文献 [5] 中详细列举了 6 条管线在现用抗震设计方法下得到的结果, 计算显示不论管线结构尺寸如何变化 (管径、壁厚、埋深均不相同), 应力差异在 $\pm 0.2\%$ 之间, 几乎没有区别, 从这个计算结果很容易得出不能靠改变管线结构尺寸来减小管线的抗震应力的错误结论。究其原因是当约束面上的土壤进入塑性滑移状态后, 土壤位移远大于其弹性约束范围内的最大位移, 而此时的计算仍认为是弹性位移, 管线的应力自然就远大于实际应力了。

因此, 有必要对涩宁兰复线抗震设计进行校核, 为了便于显示结果对式 (22) 进行变形得到式 (23), 校核的结果见表 6。

$$\Delta = \left[1 - \frac{1}{1 + \frac{\pi D_H k}{EA} \left(\frac{2\pi}{T_C} \right)^2} \right] \psi$$

$$-\frac{\tau_{\pi p}}{k} \leq 0 \text{ 弹性结合}$$

$$-\frac{\tau_{\pi p}}{k} > 0 \text{ 塑性结合} \quad (23)$$

4 结论

本文在现有文献和资料的基础上, 在涩宁兰复线抗震设计中过程不仅按现行规范进行了抗震设计, 同时对约束状态进行了校核。指出目前埋地管线抗震设计均是默认为管线处于弹性约束状态, 但在实际工程设计中发现计算应力值远大于实际抗震应力值, 说明埋地管线并不总是处于弹性状态, 故建议埋地管线在抗震设计前对约束状态需进行复核, 若复核结果显示约束处于塑性状态则必须按照塑性滑移理论进行抗震设计, 同时在复核约束状态时, 必

须合理选取各参数的值, 避免参数选取不合理而造成的错误结论。

参考文献:

[1] 刘爱文. 管道抗震设计规范有关地震作用的综述 [J]. 国际地震动态, 2007 345(9): 29-35
[2] SY/T 0450—2004 输油(气)埋地钢质管道抗震设计规范 [S].
[3] GB 50011—2001 建筑抗震设计规范 [S].
[3] 李志勇, 王福胜, 许砚新. 冀宁管道工程断裂带抗震设计简介 [J]. 科技交流, 2006 (10): 69-71.

[4] 中国石油工程设计有限公司西南分公司. 涩宁兰输气管道复线工程线路工程初步设计 [Z]. 成都: 中国石油工程设计有限公司西南分公司, 2008
[5] 孙政策, 段梦兰, 刘立名. 海底管线地震应力分析方法和建议 [J]. 中国工程科学, 2003 5(8): 76-80
[6] 孙政策, 段梦兰, 张 文, 等. 现用海底管线抗震设计防范存在的问题及解决办法 [J]. 振动工程学报, 2004 17(3): 263-268
[7] 孙政策, 段梦兰, 张 文, 等. 地震波条件下海底管线抗震设计方法研究 [J]. 石油学报, 2005 26(3): 115-118, 121.

收稿日期: 2008-11-19

作者简介: 李克敏 (1949-), 女, 湖南衡阳人, 工程师, 主要从事腐蚀与防腐研究工作。电话: (028)86014533