

論 文

해저 파이프라인의 안정성을 위한 정적 자유경간의 설계

박 한 일* · 김 창 현**

Design of Static Free Span for the Safety of Subsea Pipelines

Han-Il Park · Chang-Hyun Kim***

〈 목 차 〉

Abstract

1. 서 론

2. 자유경간의 정적 이론해석

3. 결 론

4. 사 사

참고문헌

Abstract

Subsea pipelines are exposed to several potential risks of damage due to wave, soil instability and other hazards. Structural failure of the steel pipelines will result in serious consequences such as release of transported hydrocarbons, pollution to the ocean environment and heavy costs due to repair. This paper examines the safety of subsea pipelines with free span which is one of high potential damages. The variation of an allowable length of static free span is examined for different boundary conditions and is given in a curve which is useful for the design of the subsea pipeline with a free span.

1. 서 론

육상의 석유 및 천연가스 자원의 고갈로 인하여 해양의 자원개발 산업은 날로 증가되어 왔다. 이에 따라 해양에서 생산된 석유 및 가스를 육지 또는 기타 저장 시설로 수송하는 해저 파이프라인 또한 전세계적으로 수만 마일 이상 설치되어 있으며 매년 수천 마일씩 신규로 부설되고 있다. 그러

나 해저 파이프라인은 육상 파이프라인에 비해 보다 열악한 환경에 노출되어 있으므로 부설 및 가동시 손상을 입을 가능성이 매우 높다. 특히 해저 파이프라인은 파도나 해류와 같은 직접적인 해양 환경 요인이외에도, 지반쇄굴과 같은 2차적인 요인에 의해서도 그 안정성을 잃을 가능성이 높다.

해저 파이프라인에 안전사고가 발생할 때에는 사고로 인한 직접적인 피해액 및 복구비도 막대하

* 정희원, 한국해양대학교 조선해양공학부 교수

** 한국해양대학교 대학원 해양공학과

지만, 석유이송 파이프라인의 경우 해양환경에 미치는 2차적인 악영향은 엄청나다. 따라서 해저 파이프라인을 안전하게 유지하기 위해서는 해저 파이프라인의 불안정 요인들을 자세하게 검토해야 한다.

해저 파이프라인의 불안정 요인들 중에서 지반과 관련하여 고려해야 할 주요 요소로는 파도나 해류에 의한 지반의 쇄굴현상(scouring)이다. 해저 파이프라인의 주변에 쇄굴현상이 일어나면 파이프라인은 짧은 부분 또는 상당한 길이가 노출되는 자유경간이 발생하고, 이는 파이프라인의 안정성에 많은 영향을 끼치게 된다. 그림 1-(a)는 매설된 해저 파이프라인이 쇄굴현상에 의해서 자유경간이 발생한 경우를 보여주고 있다. 해저 파이프라인의 자유경간은 이러한 지반쇄굴 이외에도 그림 1-(b) 또는 (c)와 같이 파이프라인이 불규칙하거나 암반으로 이루어진 해저 바닥에 놓여졌을 때도 나타날 수 있다 [Mousselli, 1981].

해저 파이프라인에 자유경간이 발생하면 파이프라인은 파도 또는 해류에 의해 수평방향으로 이동되어 파손되거나, 파이프라인의 처짐으로 인한 굽힘응력이 허용응력을 초과하여 파손될 수도 있다. 또한 자유경간 주변의 유동으로 인하여 와동방출이 일어나면 파이프라인이 진동하게 되어 피로파괴가 발생할 수도 있다. 이와 같이 파이프라인의 자유경간에 의한 파손은 여러 가지 형태로 나타날 수 있기 때문에, 이를 방지하기 위해서는 발생 가능한 여러 가지 현상에 대해서 정확한 해석이 선행되어야 한다.

파이프라인의 자유경간 해석은 크게 정적해석과 동적해석으로 나눌 수 있다. 먼저 정적해석은 파이프라인의 자유경간이 자중이나 외부하중으로 인하여 처짐이 발생하였을 때, 파이프라인에 초과응력이 발생하지 않도록 그 허용길이를 결정하는 것이고, 동적해석은 파도 및 해류로 인한 와동방출(vortex shedding)의 진동수와 자유경간의 고유진동수를 상호 비교하여 공진이 발생하지 않을 자유경간의 허용길이를 결정하는 것이다. 보통 해저 파이프라인의 설계시에는 정적 및 동적 허용경간을 계산하여 짧은 것을 선택한다 [DnV, 1981].

지금까지 자유경간에 대한 정적해석은 많은 연구가들에 의해서 이루어져 왔지만, 이들 대부분은 지반의 복잡한 거동 특성 때문에 자유경간에 대한 지반의 역할을 간단히 단순지지 또는 고정지지로 가정하여 다루어 왔다. 그러나 자유경간에 대한 정확한 해석을 위해서는 지반에 대한 보다 정확한 모델링이 수반되어야 할 것이다 [Hobbs, 1986].

따라서 본 연구에서는 자유경간의 보다 정확한 해석을 위해서 경간의 경계조건을 일반화하였고, 이때 경계조건의 변화에 따른 정적 자유경간의 허용길이를 산출하는 방법을 개발하였다. 본 연구에서 고려한 자유경간의 형태는 보다 일반적인 그림 1-(a)와 같은 모델을 채택하였다.

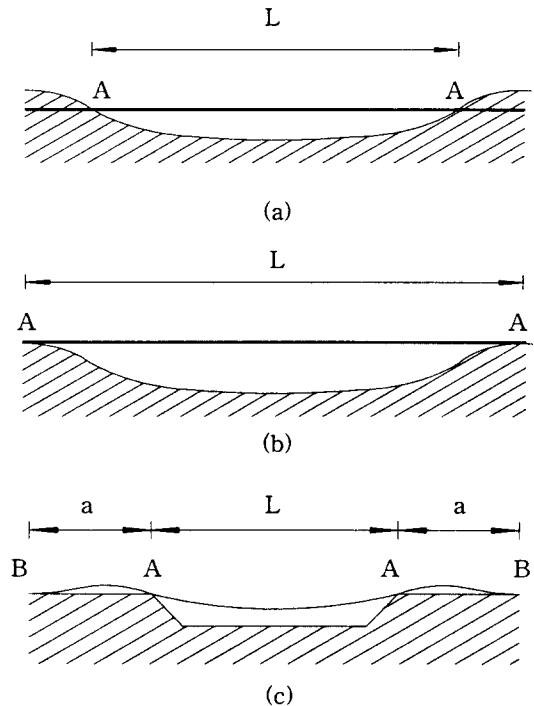


그림 1 자유경간의 형태

2. 자유경간의 정적 이론해석

해저 파이프라인의 부설시에는 지반쇄굴이나 여러 가지 지반 불안정 요인들에 의해 해저면과 파

이프라인 사이에 지지점점이 없는 상태인 자유경간이 형성되고, 이로 인하여 파이프라인은 불안정한 상태에 놓이게 된다. 해저 파이프라인의 안정성을 확보하기 위해서는 허용가능한 정적 자유경간의 길이를 정확하게 결정하여야 한다.

일반적으로 파이프라인에 자유경간이 발생하게 되면, 그 양단은 부재 주변의 탄성기초에 의해 구속이 되고, 이때의 탄성기초는 그림 2와 같이 자유경간 끝단에서의 선형 및 회전 스프링으로 모델링 할 수 있다. 만일 기초의 탄성계수(elastic modulus)가 k (N/m²) 이고, 파이프라인의 굽힘강성이 EI 라면 등가의 스프링 강성, λ_H 는 다음 식과 같다.

$$\lambda_H = \left(\frac{k}{4EI} \right)^{0.25} \quad (1)$$

또한 선형 스프링강성 k_1 과 회전 스프링강성 k_2 는 위에서 구한 λ_H 와 k 를 이용해서 다음과 같이 구할 수 있다 [Hetenyi, 1946].

$$\text{선형 스프링강성} : k_1 = k / (2\lambda_H) \quad (2)$$

$$\text{회전 스프링강성} : k_2 = k / (4\lambda_H^3) \quad (3)$$

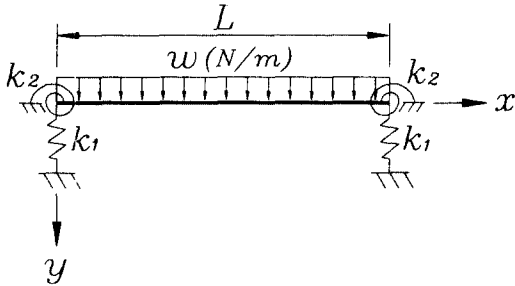


그림 2. 자유경간의 정적해석 모델

그림 2와 같이 부재의 양단이 선형 및 회전 스프링에 의해 구속되고 부재의 전 길이에 걸쳐 균일 분포하중이 작용하면, 이 부재의 정적 평형방정식은 다음과 같다 [Dawson, 1983].

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = w \quad (4)$$

여기서 EI = 부재의 휨 강성

w = 분포하중

여기서 (4) 식을 x 에 대해 한 번 적분하면 다음과 같이 경간에 걸리는 전단력 방정식이 된다.

$$EI \frac{d^3 y}{dx^3} = wx + C_1 \quad (5)$$

이때 적분상수 C_1 은 아래와 같이 경계조건을 이용해서 구할 수 있다.

$$x = 0 ; EI \frac{d^3 y}{dx^3} = C_1 = -k_1 y|_{x=0} = -k_1 y_0 \quad (6)$$

$$x = \frac{L}{2} ; EI \frac{d^3 y}{dx^3} = \frac{wL}{2} + C_1 = 0 \quad (7)$$

$$C_1 = -\frac{wL}{2} \quad (8)$$

위에서 $x = 0$ 에서의 처짐인 y_0 는 식 (6)과 (8)을 이용하여 다음과 같이 구할 수 있다.

$$y_0 = \frac{wL}{2k_1} \quad (9)$$

다시 (8) 식의 C_1 값을 (5) 식에 대입한 후에 식 전체를 x 에 대해 한 번 적분하면 다음과 같은 부재의 모멘트 방정식이 된다.

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{w}{2} x^2 - \frac{wL}{2} x + C_2 \quad (10)$$

여기서 (10) 식의 적분상수 C_2 는 경계조건을 이용해서 아래와 같이 구할 수 있다.

$$x = 0 ; EI \frac{d^2 y}{dx^2} = C_2 = k_2 \frac{dy}{dx} |_{x=0} = k_2 \theta_0 \quad (11)$$

C_2 값이 구해지면 이것을 다시 (10) 식에 대입한 후에 x 에 대해 한 번 적분하면 부재의 기울기 방정식이 된다.

$$EI \frac{dy}{dx} = \frac{w}{6} x^3 - \frac{wL}{4} x^2 + k_2 \theta_0 x + C_3 \quad (12)$$

여기서 적분상수 C_3 는 아래의 경계조건을 이용하여 구할 수 있다.

$$x = \frac{L}{2} ; \frac{dy}{dx} = 0$$

$$C_3 = \frac{wL^3}{24} - \frac{k_2 \theta_0 L}{2} \quad (13)$$

위에서 구한 C_3 를 다시 (12) 식에 대입하면 다음 식을 얻을 수 있는데,

$$EI \frac{dy}{dx} = \frac{w}{6} x^3 - \frac{wL}{4} x^2 + k_2 \theta_0 x$$

$$+ \frac{wL^3}{24} - \frac{k_2 \theta_0 L}{2} \quad (14)$$

여기서 (14) 식에 $x = 0$ 을 대입하면 다음과 같은 θ_0 를 구할 수 있다.

$$\theta_0 = \frac{wL^3}{12 [2EI + k_2 L]} \quad (15)$$

또한 (15) 식의 θ_0 를 (11) 식에 대입한 후에 식 (10)과 $-EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M_x$ 관계를 이용하면 식 (16)과 같은 임의 지점에서의 굽힘 모멘트 방정식을 얻을 수 있다.

$$M_x = -\frac{w}{2} x^2 + \frac{wL}{2} x$$

$$- \frac{k_2 w L^3}{12 [2EI + k_2 L]} \quad (16)$$

일반적으로 그림 2와 같은 부재의 최대 굽힘 모멘트는 $x = 0$ 또는 $x = \frac{L}{2}$ 에서 발생하는데, 그 지점에서의 굽힘 모멘트를 구해보면 각각 다음과 같다.

$$x = 0 ; M_0 = -\frac{k_2 w L^3}{12 [2EI + k_2 L]} \quad (17)$$

$$x = \frac{L}{2} ; M_{L/2} = \frac{wL^2 [6EI + k_2 L]}{24 [2EI + k_2 L]} \quad (18)$$

만약에 위 식에서 $k_2 \rightarrow 0$ 이면, M_0 와 $M_{L/2}$ 는 각각 다음과 같이 된다.

$$M_0 = 0 \quad (19)$$

$$M_{L/2} = \frac{wL^2}{8} \quad (20)$$

이 값은 경간의 양단이 단순지지일 때의 모멘트 값과 동일하다. 반면에 $k_2 \rightarrow \infty$ 이면, M_0 와 $M_{L/2}$ 는 각각 다음과 같이 되어서

$$M_0 = -\frac{wL^2}{12} \quad (21)$$

$$M_{L/2} = \frac{wL^2}{24} \quad (22)$$

부재의 양단이 고정지지일 때의 값과 동일함을 알 수 있다. 즉, $0 \leq k_2 < \infty$ 일 때 모멘트의 절대치만을 고려하여 보면 $0 \leq M_0 \leq \frac{wL^2}{12}$ 와 $\frac{wL^2}{24} \leq M_{L/2} \leq \frac{wL^2}{8}$ 이고, $k_2 = \frac{6EI}{L}$ 일 때는 다음과 같이 M_0 와 $M_{L/2}$ 의 값이 같아짐을 알 수 있다.

$$M_0 = M_{L/2} = \frac{wL^2}{16} \quad (23)$$

따라서, $k_2 \leq \frac{6EI}{L}$ 일 때는 $M_0 \leq M_{L/2}$ 로서 자유경간의 중간에서 최대 굽힘 모멘트가 발생하고, $k_2 \geq \frac{6EI}{L}$ 일 때는 $M_0 \geq M_{L/2}$ 로서 자유경간의 끝단에서 최대 굽힘 모멘트가 발생한다.

앞에서 언급한 바와 같이 그림 2와 같은 모델은 k_2 의 값에 따라서 $x = 0$ 또는 $x = \frac{L}{2}$ 에서 최대 굽힘 모멘트가 발생하므로, 식 (17)과 (18), 그리고 아래의 굽힘 방정식을 이용하면 자유경간의 정적 허용길이를 산출할 수 있다.

$$M = \frac{2\sigma_B I}{D} \quad (24)$$

여기서 σ_B = 자유경간의 허용 굽힘응력
 D = 파이프의 외경

여기서 식 (17)과 (24)로부터는 다음 관계를 얻

을 수 있고,

$$1 - \frac{24\sigma_B I}{DwL^2} - \frac{48\sigma_B EI^2}{k_2 DwL^3} = 0 \quad (25)$$

마찬가지로 식 (18)과 (24)로부터 다음 관계를 얻을 수 있다.

$$1 + \frac{6EI}{k_2 L} - \frac{48\sigma_B I}{DwL^2} - \frac{96\sigma_B EI^2}{k_2 DwL^3} = 0 \quad (26)$$

다시 식 (25)와 (26)으로부터 k_2 와 L 의 관계를 구하기 위해서 아래와 같은 무차원 변수를 도입하여 정리하면,

$$\alpha = \frac{DwL^2}{\sigma_B I} \quad (27)$$

$$\beta = \frac{k_2^2 \sigma_B}{DwE^2 I} \quad (28)$$

식 (25)와 (26)은 각각 다음과 같이 된다.

$$1 - \frac{24}{\alpha} - \frac{48}{\alpha\sqrt{\alpha\beta}} = 0 \quad (29)$$

$$1 + \frac{6}{\sqrt{\alpha\beta}} - \frac{48}{\alpha} - \frac{96}{\alpha\sqrt{\alpha\beta}} = 0 \quad (30)$$

위 식을 다시 α 와 β 의 관계로 정리하면 식 (29)와 (30)은 각각 다음과 같이 된다.

$$\beta = \left[\frac{48}{\alpha\sqrt{\alpha} - 24\sqrt{\alpha}} \right]^2 \quad (31)$$

$$\beta = \left[\frac{96 - 6\alpha}{\alpha\sqrt{\alpha} - 48\sqrt{\alpha}} \right]^2 \quad (32)$$

여기서 식 (31)과 (32)를 이용해서 α 와 β 의 관계곡선을 그려보면 각각 그림 3의 A와 B 같이 된다. 그림 3에서 $k_2 \rightarrow 0$ 인 경우, 즉 $\beta \rightarrow 0$ 인 경우에는 굽힘 모멘트가 중앙에서 최대값이 되므로 (32)식에 의한 관계곡선 B를 따르고, $k_2 \rightarrow \infty$ 인 경우, 즉 $\beta \rightarrow \infty$ 인 경우에는 $x = 0$ 에서 최대 굽힘 모멘트가 발생하므로 (31)식에 의한 관계곡선 A를 따른다. 두 관계곡선의 경계점은 두

지점 ($x = 0$ & $x = L/2$) 에서의 굽힘 모멘트가 같아지는 점으로서, $\alpha = 32$, $\beta = 9/8$, 이다. 따라서 $0 \leq \beta \leq 9/8$ 인 경우에는 그림 3의 B곡선을 사용하고, $9/8 \leq \beta < \infty$ 인 경우에는 그림 3의 A곡선을 사용하여 β 값에 따른 α 값을 구할 수 있다. 이와 같이 자유경간의 지점조건 k_2 에 따른 α 값을 구하고 나면 (27) 식으로부터 다음과 같은 자유경간의 정적 허용길이 산출식을 유도할 수 있다.

$$L = \sqrt{\frac{\alpha\sigma_B I}{Dw}} \quad (33)$$

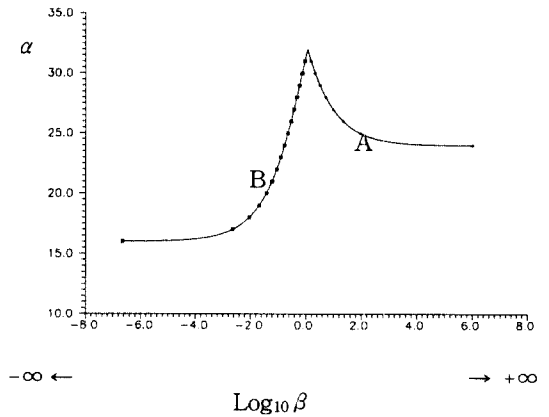


그림 3 α 와 $\text{Log}_{10} \beta$ 의 최적곡선

3. 결론

본 연구에서는 해저 파이프라인의 불안정을 유발하는데 주된 요소가 되는 정적 자유경간을 해석하여, 양단지반의 강도와 자유경간의 허용길이와의 상관 관계를 얻었다. 종래의 자유경간 허용길이 계산에서는 경간의 양단조건을 고정지지, 단순지지 또는 그 중간상태로 간주하여 근사적으로 계산해 왔으나, 본 논문의 결과를 통하여 보다 정확한 정적 자유경간의 허용길이를 쉽게 산출할 수 있다.

4. 사 사

이 논문은 1994년도 한국학술진흥재단의 공모과제 연구비에 의하여 연구되었기에 재단에 감사의 뜻을 표한다.

참 고 문 헌

- [1] Hetenyi, M., Beams on Elastic Foundations, University of Michigan Press, Ann Arbor, 1946.
- [2] Hobbs, R. E., "Influence of Structural

Boundary Conditions on Pipeline Free Span Dynamics", Proceedings of the 3rd Offshore Mechanics and Arctic Engineering Symposium, ASME, Vol. 3, Tokyo, 1986.

- [3] Det norske Veritas, Rules for Submarine Pipeline Systems, 1981.
- [4] Mousselli, A. H., Offshore Pipeline Design, Analysis, and Methods, Penn Well Publishing Company, Oklahoma, 1981.
- [5] Dawson, T. H., Offshore Structural Engineering, Prentice-Hall, Inc., New Jersey, 1983.