

파형강판 암거의 근사해석

Approximate Analysis of Corrugated Steel Culverts

최동호* · 김원철** · 김기남***

Choi, Dong-Ho · Kim, Won-Cheul · Kim, Gi-Nam

ABSTRACT

This paper proposes the force equations(thrust, moment) of corrugated steel culverts through the finite element method. The conditions for maximum thrust and maximum moment are determined from the analysis of soil-structure interaction during the three construction stages, such as backfill to the crown, backfill to the soil cover, and live loads. The proposed form of thrust and moment equations are deduced from the analysis of behaviour and the application of Castigliano's second theorem for the semi-arch structure. Finally, the coefficients used in the proposed equations are determined from a large number of analysis for the various geometries and the soil-structure relative stiffness under the conditions of maximum thrust and maximum moment.

Keywords : Corrugated Steel Culverts, Soil-Structure Interaction, Duncan's Hyperbolic Model, Soil-Structure Relative Stiffness

요 지

본 연구에서는 유한요소해석을 통해 파형강판 암거의 단면력(압축력, 휨모멘트) 계산식을 제안하였다. 3단계의 시공과정(정점부까지의 뒷채움, 토피고까지의 뒷채움, 활하중 재하)에 대해 지반-구조물 상호작용을 고려한 거동 분석으로부터 최대 압축력 및 최대 휨모멘트 발생조건을 도출하였고, 이러한 거동분석 결과와 반원 아치구조에 대한 Castigliano 제2정리의 적용으로부터 단면력식의 형태를 제안하였다. 또한, 최대 압축력 및 최대 휨모멘트를 유발하는 조건하에서 다양한 기하형태와 지반-구조물의 상대강성을 고려한 유한요소해석 결과로부터 제안된 단면력식을 구성하는 계수를 결정하였다.

주요어 : 파형강판 암거, 지반-구조물 상호작용, Duncan의 쌍곡선 모델, 지반-구조물 상대강성

* 정희원 · 한양대학교 토목공학과 교수 · 공학박사

** 정희원 · 한양대학교 토목공학과 강사 · 공학박사

*** 한양대학교 토목공학과 박사과정

1. 서론

과형강관 암거는 2.7~7mm 두께의 과형강관 구조물과 뒷채움 흙으로 구성된 지반-구조물 합성 구조시스템으로서 터널, 수로시설, 생태계 통로, 단스팬 교량 등으로 널리 시공되고 있다. 이러한 과형강관 암거는 과형단면의 적용으로 동일 두께의 일반강관에 비해 단면계수가 10~30배 정도가 크며, 연성구조물로서 외부하중에 대해 뒷채움 흙과 구조물이 동시에 저항하여 구조물에 가해지는 하중부담을 감소시킬 수 있다. 또한, 경량구조로서 재료의 용이한 운반과 현장에서의 간단한 볼트연결 및 뒷채움으로 시공되므로 기존의 콘크리트 암거에 비해 공기단축과 공비를 절감할 수 있는 경제적인 구조물이다.

과형강관 암거의 도입초기에는 구조물 주변의 토압분포를 경험적으로 가정하여 설계하였으나, 1923년 미국 철도국(AREA)에 의한 현장계측결과, 과형강관 암거에 작용되는 하중이 과형강관 구조물과 인접한 지반에 의해 분담되어 지지되는 것으로 밝혀졌다. 즉, 연성구조인 과형강관 구조물과 뒷채움 흙이 합성된 구조시스템임을 처음으로 증명한 것이다. Spangler(1941)는 연성 지중구조물에 작용되는 토압의 하중전달과정을 이론화하여 수동토압과 구조물의 변형을 예측할 수 있는 Iowa식을 제안하였다. 이러한 개념을 확장하여 White와 Layer(1960)는 과형강관 구조물의 해석모델로서 그림 1과 같은 압축링(Compression Ring) 모델을 제안하였으며, 이는 AISI(1993), 일본지반공학회 매뉴얼(1997) 등의 현행 설계기준으로 적용되고 있다.

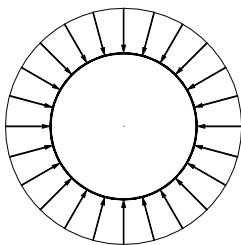


그림 1. 압축링 모델

이러한 압축링 모델은 구조물 주변의 토압을 일정하게 가정함으로써 구조물내에 발생하는 압축력을 설계단면력으로 적용하고 있다. 그러나, 지간이

장대화(10m 이상)됨에 따라 압축링 모델로서 설계된 과형강관 암거는 시공중 및 사용중에 있어서 구조물의 과다한 휨변형으로 인해 붕괴사례가 발생하였다. 일례로서 1987년 캐나다의 British Columbia주에 건설중이던 Elkhart Creek Culvert (13.4m의 지간)의 경우, 뒷채움 시공중 과다한 휨모멘트 발생으로 붕괴되었는데, 재설계의 과정에서 구조물의 휨강성을 증대시키기 위해 횡방향 보강재를 설치하여 재시공하였다. 이러한 장지간 과형강관 암거의 붕괴사례와 현장계측결과 등으로부터 압축링 모델에서 고려하지 못하는 장지간 과형강관 암거의 휨거동에 대한 연구의 필요성이 대두되었다. Katona 등(1976)은 지반-구조물 상호작용을 엄밀히 해석하기 위해 암거전용 해석프로그램인 CANDE (Culvert ANalysis and DEsign)를 개발하여 실제 구조물의 설계에 적용하였다.

Duncan(1979)은 아치구조물의 2차원 유한요소 해석에 기초하여 SCI(Soil-Culvert Interaction)설계법을 제안하였는데, 이는 낮은 토피고(구조물 지간의 약 0.125~0.25배)로 시공될 경우 구조물 주변의 토압분포는 활하중의 재하조건에 따라 달라지는 비정형적 분포를 보이며, 이로 인하여 휨모멘트에 의해 구조물의 거동이 좌우되므로, 구조물은 압축력과 휨모멘트에 대한 저항시스템이어야 한다는 결론을 얻었다. 또한, Adel-Sayed 등(1993)은 유한대판해석을 통해 3차원 지반-구조물 상호작용과 보강재의 효과를 고려하여 설계법을 제안하였다. 이러한 연구결과를 바탕으로 최근에 개정된 AASHTO의 장지간 과형강관 구조물의 설계규정(AASHTO 12.7.1.A, 1996)과 CHBDC(1997)의 경우 장지간 과형강관 암거의 휨거동을 고려하여 압축력 뿐만 아니라 휨모멘트도 고려하여 설계하고 있다. 그러나, 이러한 외국의 설계시방에 적용된 활하중 규격이 국내와는 다르므로 이를 그대로 국내에 적용할 수는 없다. 한편, 국내의 경우, 장지간 과형강관 암거에 관한 설계규정이 없고, 관련된 연구도 전무한 실정므로 실제 구조물의 설계시 압축링 모델이나 지반-구조물 상호작용을 엄밀히 고려하지 않은 해석모델을 사용하고 있다. 따라서, 그 신뢰도가 낮고 적용상 제한이 따른다.

본 연구에서는 국내에 시공되는 낮은 아치형 과형강관 구조상세(포항제철, 1998)를 대상으로 지반-구조물 상호작용을 고려한 해석모델을 결정된 뒤, 유한요소해석을 통해 시공단계별 거동을 분석하였다. 또한, 거동분석 결과와 다양한 시공조건을

고려한 많은 경우의 수치해석 결과를 근사화하여 단면력 계산식을 제안하였다.

2. 유한요소해석 모델링

장시간 파형강판 암거는 얇은 강판을 조립한 연성 구조물로서 외부작용하중에 대해 구조물의 변형이 크게 발생하므로 지반-구조물 상호작용에 의해 거동이 좌우된다. 따라서, 구조물의 거동을 해석하기 위해서는 지반-구조물 상호작용을 엄밀히 반영할 수 있는 해석모델이 요구되며, 특히 뒷채움 흙의 모델링 방법에 따라 구조물의 거동은 크게 달라진다. 과거의 연구결과로부터 장시간 파형강판 암거의 뒷채움 흙에 관해 다음의 2가지 사항을 고려한 전산구조 해석결과는 현장계측결과와 유사함이 입증되었다. 즉, 뒷채움 흙의 비선형거동과 응력의존적인 응력-변형을 관계(Stress dependent stress-strain relation)가 고려되어야 하고, 실제 뒷채움 시공과정이 반영되어야 한다. 따라서, 본 연구에서는 암거구조물 전용해석 프로그램인 CANDE(1989)를 사용하여 모델링하되, 뒷채움 흙의 모델은 비선형 거동과 응력의존적인 응력-변형을 관계를 갖는 Duncan과 Chang(1970)의 쌍곡선 모델(Hyperbolic model)을 사용하고, 12단계의 대칭적인 뒷채움 시공과정을 층요소(Layer element)로서 유한요소해석 모델링에 반영하였다.

그림 2는 본 연구에서 적용한 낮은 아치형 파형강판 암거의 2차원 유한요소해석 모델로서, 이를 구성하는 요소는 보-기둥요소, 뒷채움 흙요소, 집합부요소(Interface element) 등이다.

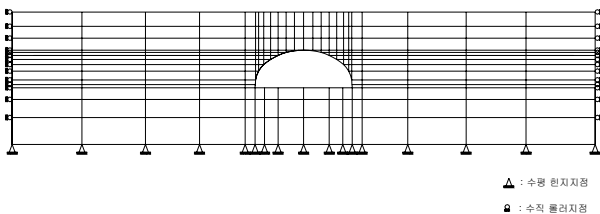
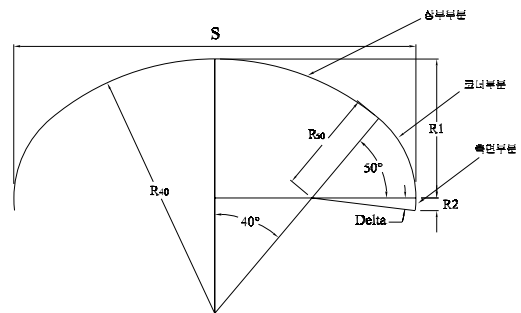


그림 2. 낮은 아치형 파형강판 암거의 유한요소해석 모델

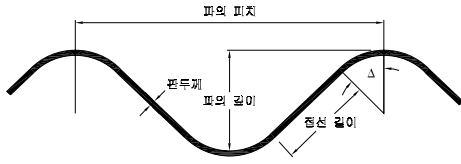
낮은 아치형 파형강판 구조물(포항제철, 1998)은 표 1에 나타낸 바와 같이 22가지 기하형상을 갖는 3-Segment 아치구조로서, 상부부분이 측면이나

코너부분에 비해 상대적으로 곡률반경이 큰 특징을 갖는다. 이는 2절점 보-기둥요소로 모델링하였다. 또한, 파형강판은 150×50mm의 파형을 적용하였으며, 탄성계수는 $E=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$, 포아송비는 $\nu=0.3$, 단위중량은 7.85 tf/m^3 로 적용하였으며, 단면제원을 표 2에 나타내었다.

표 1. 낮은 아치형 파형강판 구조물의 기하형상



지간(S) (mm)	높이(R) (mm)			반경 (mm)	
	R	R ₁	R ₂	R ₄₀	R ₅₀
6017	2147	1952	195	3930	348
5696	1802	1608	194	3930	898
6378	2213	2018	195	4211	1348
6739	2279	2083	195	4492	1348
7100	2344	2149	195	4773	1348
7461	2410	2215	195	5053	1348
7822	2476	2280	195	5334	1348
8143	2820	2625	196	5334	1797
8343	2714	2518	196	5615	1572
8504	2886	2690	196	5615	1797
8704	2779	2584	196	5896	1572
9066	2845	2650	196	6176	1572
9226	3017	2822	196	6176	1797
9386	3383	2994	390	6176	2021
9427	2911	2715	196	6457	1572
9747	3449	3059	390	6457	2021
9948	3149	2953	196	6738	1797
10429	3860	3469	390	6738	2471
10309	3214	3019	196	7019	1797
11271	4442	4051	391	7019	3144
10670	3280	3084	196	7299	1797
11632	4508	4117	391	7299	3144



두께 cm	단면적 cm ² /m	접선길이 cm	접선각 °	관성 모멘트 cm ⁴ /m	단면계수 cm ³ /m
0.554	67.7	4.5034	45.47	207.98	73.98
0.632	77.4	4.4145	45.77	239.52	83.98
0.711	88.9	4.3231	46.09	271.75	94.03

뒷채움 흙요소는 Duncan(1970)의 쌍곡선 모델을 적용하였는데, 이는 다짐조건에 따른 80여 종류의 뒷채움 흙에 대한 3축 압축시험으로부터 도출한 강성매개변수(탄성계수 및 벌크계수)로서 결정된다. 이러한 쌍곡선 모델은 수치해석시 뒷채움 흙의 비선형적 거동을 선형 탄성적인 거동으로 근사화하고 있으나, 이를 구성하는 강성매개변수들은 뒷채움 흙의 응력상태에 따라 그 값이 달라지는 특성을 갖고있다. 따라서, 쌍곡선 모델은 뒷채움 시공과정에 따른 지반의 강성변화와 지반-구조물 상호작용을 적절히 고려할 수 있는 모델이라고 할 수 있다. 또한, 구조물 하부의 원지반 흙은 과압밀 흙(Overburden dependent soil)으로 모델링하였다. 이러한 뒷채움 흙 및 원지반 흙요소는 각 절점에서 2개의 자유도를 갖는 3절점 및 4절점 요소로 모델링하였으며, 단위중량은 국내 파형강관 구조물의 설계에 적용되는 2.1 tf/m³로 설정하였으며, 상대다짐도는 외국의 시방기준인 90%로 설정하였다. 또한, 뒷채움 흙과 구조물의 불완전 합성거동을 고려하여 구조물의 각 절점을 접합부 요소로 모델링하였다. 즉, 과거의 연구결과(CANDE, 1989)로부터 파형강관 구조물의 접선방향으로 마찰계수를 0.4, 법선방향으로 인장강도(Tensile breaking force)를 0.018 tf/m로 적용하였다.

기초부는 무근 콘크리트로 모델링하였으며, 탄성계수 $E=2.0 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$, 포아송 비 $\nu=0.15$, 단위중량 2.35 tf/m³을 적용하였다(콘크리트 표준시방서, 1996).

활하중(DB-24)은 구조물 종방향으로 불연속적이므로

2차원 해석에 그대로 적용할 수 없다. 따라서, 그림 3과 같이 2차선으로 재하된 4개의 후륜하중을 Boussinesq의 탄성이론을 적용하여 구조물의 정점부(Crown)에 동일한 응력을 유발하는 구조물 종방향으로의 연속적인 등가 선하중으로 치환하였으며, 이를 표 3에 나타내었다.

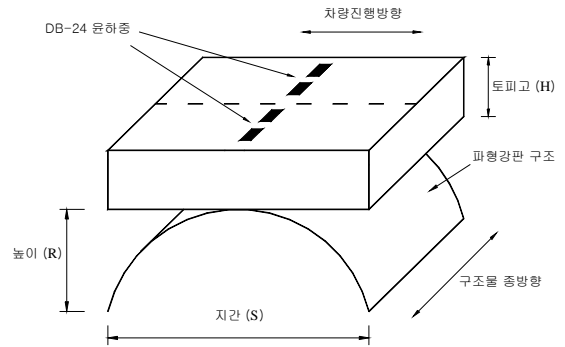


그림 3. DB-24 재하모델

표 3. 토피고에 따른 DB-24의 등가 선하중강도

토피고(m)	선하중 강도(tf/m)
0.5	11.8
1.0	7.9
1.5	7.0
2.0	6.6
2.5	6.1
3.0	5.7
3.5	5.4
4.0	5.1

3. 거동분석 및 단면력 해석

본 연구에서는 낮은 아치형 파형강관 암거에 대하여 3단계의 시공과정(정점부까지의 뒷채움시공, 토피고까지의 뒷채움 시공, 활하중 재하)에 따른 단면력(압축력, 휨모멘트) 계산식을 제안하였다. 우선, 뒷채움 시공 및 지반-구조물의 상대강성에 따른 거동을 분석하고, 활하중의 이동재하로부터 최대 단면력 발생조건을 도출하였다. 이러한 거동분석 결과와 반원 아치구조에 대한 Castigliano 제2정리의 적용으로부터 단면력 식의 형태를 결정하고, 단면력 식을 구성하는 계수를 다음과 같은 조건하에서 제안하였다. 국내에서 생산되는 22가지 낮은 아치형 파형강관 구조상세를 적용하였으며, 강관의 두께는 5.5, 6.3, 7.1mm, 토피고는 구조물 지간의

0.125~0.25배, 뒷채움 흙의 다짐도는 90%를 적용하였다. 계수해석은 구조물의 최대 단면력 발생위치 및 재하조건을 대상으로 하였고, 지반-구조물 합성구조계의 다양한 기하형상(구조물의 지간, 높이, 토피고)과 강성조합을 고려한 유한요소해석 결과로부터 90%이상의 안정성을 갖도록 계수를 제안하였다.

3.1 압축력

AISI(1993), 일본지반공학회 매뉴얼(1997) 등 외국 설계기준은 파형강관 구조물의 거동을 근사화한 압축링 모델에 의해 압축력을 계산하고 있다. 그러나, 파형강관 구조물의 장기간화에 따라 압축력은 휨모멘트와의 복합 거동에 의한 좌굴, 소성힌지 등의 파괴를 유발하는 중요한 힘이므로, 유한요소해석에 의해 정밀하게 구조물 내에 발생하는 압축력을 분석하였다.

그림 4는 뒷채움 시공에 따른 압축력 분포를 나타낸 것이다. 구조물 지간은 11.6m, 높이는 4.5m, 두께는 7.1mm이며, 뒷채움 흙은 CA90, 토피고는 2.9m이다. 해석결과, 뒷채움 시공이 진행됨에 따라 압축력은 연속적으로 증가하고 있으며, 구조물 측면에서의 뒷채움 흙 ((1), (2)의 경우)보다 정점부 상단의 뒷채움 흙((3)의 경우)이 구조물의 압축력에 미치는 영향이 더욱 크다. 또한, 뒷채움 시공에 의한 최대 압축력(-51.6tf/m)은 기초부의 상단의 구조물의 지간이 가장 큰 위치에서 발생하고 있다.

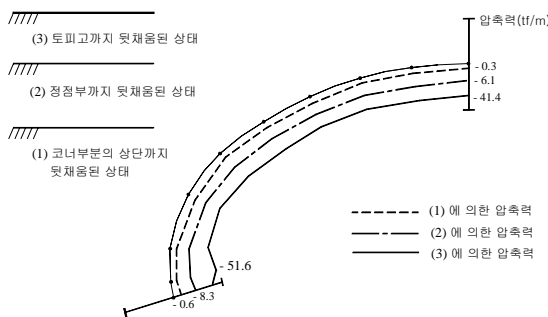


그림 4. 뒷채움 시공에 따른 압축력 분포

그림 5는 그림 4의 해석모델에 대해 3단계의 시공과정에 따라 뒷채움 흙과 구조물의 상대강성을 3가지 경우 (Case 1 : 연성암거+강성흙, Case 2 : 강성암거+연성흙,

Case 3 : 강성암거+강성흙)로 분류하여 압축력 분포를 나타낸 것이다. 여기서, 강성암거는 7.1mm 두께, 연성암거는 5.5mm 두께의 파형강관이 적용되었으며, 강성흙은 105%의 상대다짐도, 연성흙은 90%의 상대다짐도가 적용되었다.

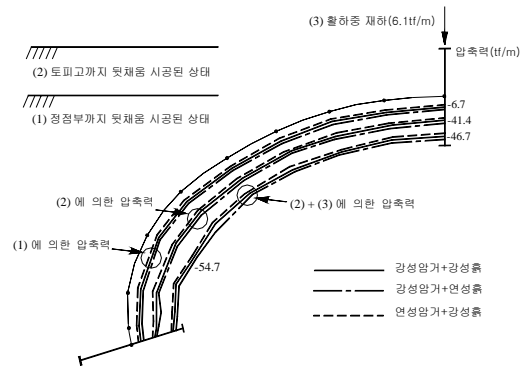


그림 5. 지반-구조물 상대강성 차이에 따른 압축력 분포

해석결과, 각 시공단계별 3가지의 상대강성차이로 인해 구조물에 발생하는 압축력 분포는 큰 차이가 없으므로, 지반-구조물 상대강성 차이가 압축력에 미치는 영향은 거의 없음을 알 수 있다. 그러나, 압축력 분포의 차이는 미소하지만 구조물의 강성에 비해 상대적으로 뒷채움 흙의 강성이 커질 수록 구조물 내에서 발생하는 압축력은 작아지고 있다.

그림 6은 그림 4의 해석모델에 대해 활하중 (6.1tf/m)의 이동재하시 최대 압축력 발생조건을 나타낸 것이다. 최대 압축력(54.7tf/m)은 토피고까지 뒷채움된 상태에서 활하중이 구조물의 정점부에 재하될 경우((1)+(4))에 현치부에서 발생된다. 또한, 그림 4와 그림 6으로부터 최대 압축력 발생위치인 현치부의 압축력 분포는 뒷채움 시공과 활하중이 재하됨에 따라 연속적으로 증가하고 있다.

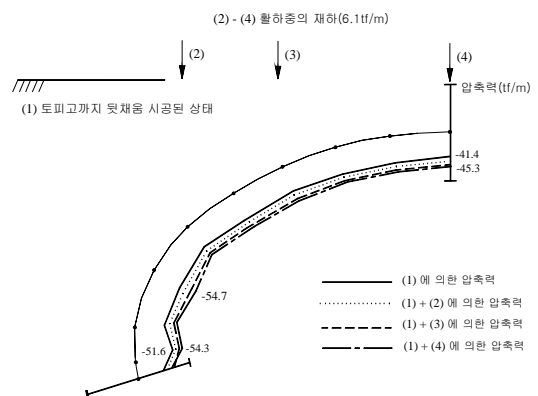
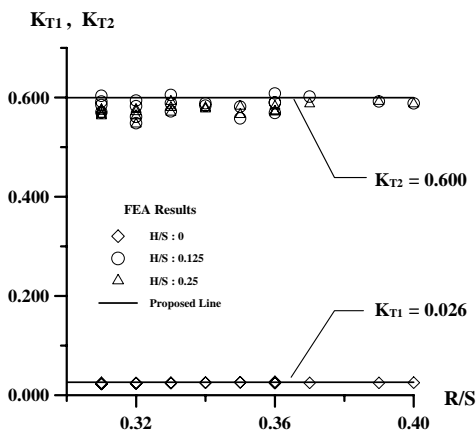


그림 6. 최대 압축력 발생조건

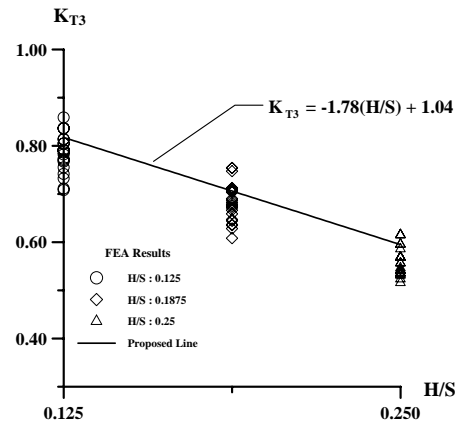
파형강판 암거의 압축력 분포에 관한 거동분석 결과 및 Duncan(1979)의 제안식에 기초하여 본 연구에서는 압축력 계산식의 형태를 식 (1)과 같이 제안하였다. 이러한 압축력식의 형태는 반원아치에 대한 Castigliano 제2정리의 적용으로부터 유도되었으며, 자세한 유도과정은 생략하였다.

$$T = -(K_{T1} \times S^2 + K_{T2} \times SH + K_{T3} LL) \quad (1)$$

여기서, γ 는 뒷채움 흙의 단위중량, S 는 구조물의 지간, H 는 토피고, LL 은 표 3의 DB-24의 등가 선하중 강도를 의미한다. 식 (1)의 압축력 계산식은 3단계의 시공과정에 대해 최대 압축력을 유발하는 재하조건(그림 6의 (1)+(4)의 경우)과 최대 압축력의 발생위치(현치부)를 대상으로 하고 있으며, $K_{T1} \times S^2$ 은 정점부까지의 뒷채움에 의한 압축력, $K_{T2} \times SH$ 는 정점부~토피고사이의 뒷채움에 의한 압축력, $K_{T3} LL$ 은 활하중에 의한 압축력을 나타내며, 이러한 3가지 항이 모두 함(+)으로 구성된 것은 그림 4와 6으로부터 시공과정에 따라 현치부의 압축력이 연속적으로 증가하고 있기 때문이다. 또한, 식 (1)을 구성하는 계수 K_{T1} , K_{T2} 는 구조물의 높이/지간 ($= R/S$)의 함수, K_{T3} 는 토피고/지간 ($= H/S$)의 함수이며, 이는 그림 5로부터 지반-구조물 합성구조계의 상대강성이 압축력에 큰 영향을 주지 못하므로 기하형상의 영향만을 반영한 것이다. 이러한 3가지 계수를 그림 7과 같이 제안하였다.



(a) R/S에 따른 K_{T1} , K_{T2}



(b) H/S에 따른 K_{T3}

그림 7. 압축력 계산식의 계수

여기서, 압축력 계수는 다음과 같다.

$$K_{T1} = 0.026$$

$$K_{T2} = 0.600$$

$$K_{T3} = -1.78(H/S) + 1.04$$

3.2 휨모멘트

일반적인 아치구조물은 구조물내에 휨모멘트가 적게 발생하기 때문에 압축력이 주요한 단면력으로 적용된다. 그러나, 장지간 파형강판 암거의 경우 얇은 두께의 파형강판을 적용함으로써 단면자체가 휨에 대해 연성이며, 또한 장지간의 구조물은 낮은 토피고로 시공되므로 활하중에 의한 휨모멘트가 거동을 좌우하게 된다. 따라서, 유한요소해석에 의해 구조물의 휨거동을 분석하고, 이를 기초로 휨모멘트 계산식을 제안하였다.

그림 8은 그림 4의 해석모델에 대해 뒷채움 시공에 따른 휨모멘트 분포를 나타낸다. 초기 뒷채움((1),(2)시)에는 정점부에서 부(-)모멘트, 현치부에서 정(+)모멘트가 발생되며, 정점부 위로 뒷채움 시공((3),(4)이) 진행됨에 따라 정점부에서는 정 모멘트, 현치부에서 부 모멘트가 발생된다. 또한, 뒷채움 시공에 의한 최대 휨모멘트는 정점부까지 뒷채움 시공시((2)의 경우) 정점부에서 발생된다.

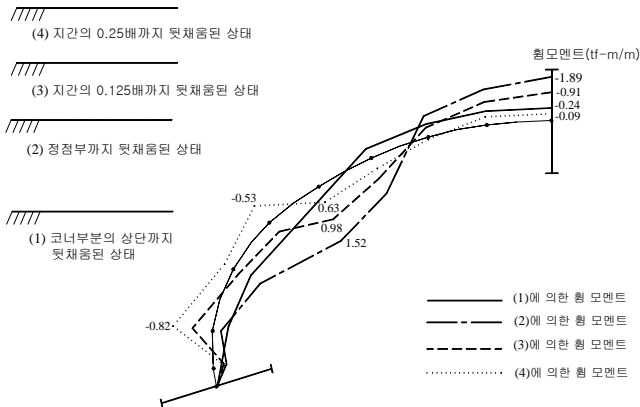


그림 8. 뒷채움 시공에 따른 휨모멘트 분포

그림 9는 그림 5의 해석모델에 대해 지반-구조물의 상대강성비에 따른 휨모멘트 분포를 나타낸 것이다. 해석결과, 3가지 강성조합에 따른 휨모멘트 분포는 차이가 있다. 즉, (강성암거+강성흙)의 경우보다 (연성암거+강성흙)의 조건에서 휨모멘트가 적게 발생하고 있는데, 이는 구조물에 비해 뒷채움 흙의 강성이 상대적으로 커질수록 구조물의 하중부담이 감소하고 있음을 의미한다.

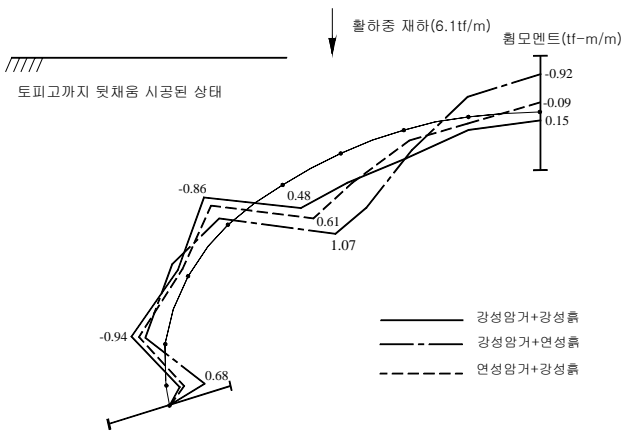


그림 9. 지반-구조물 상대강성 차이에 따른 휨모멘트

따라서, 지반-구조물 상대강성을 휨모멘트식의 계수로 설정해야 하며, 이에 대한 정량적인 정의가 필요하다. 본 연구에서는 Selig와 Nielson(1972)이 제안한 식 (2)의 상대강성비를 적용한다.

$$N_f \left(= \frac{\text{뒷채움 흙의 강성}}{\text{구조물의 강성}} \right) = \frac{E_s}{EI/S^3} \quad (2)$$

여기서, 구조물의 강성은 EI/S^3 이며, 뒷채움 흙의 강성은 E_s (뒷채움 흙의 Secant 계수)로서 뒷채움 흙의 종류 및 토피고에 따른 값을 그림 10에 도시하였다.

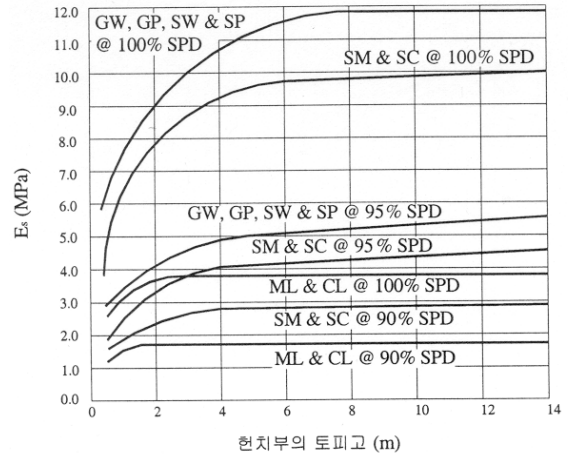
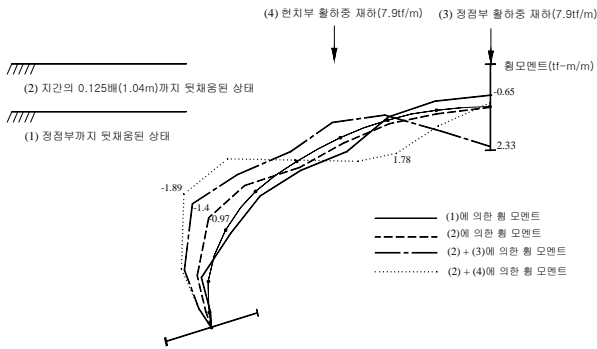
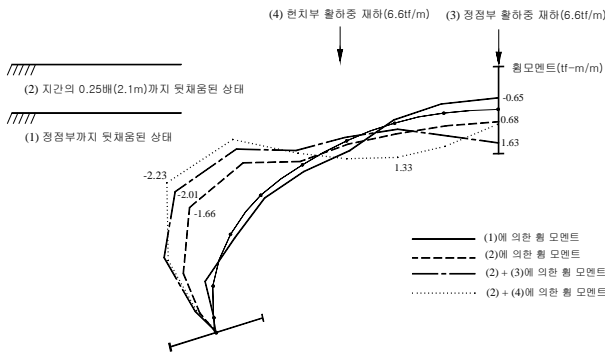


그림 10. 뒷채움 흙의 Secant 계수(Duncan, 1979)

그림 11은 뒷채움 시공 및 활하중의 이동재하에 따른 최대 휨모멘트 발생조건을 나타낸 것으로서, 구조물 지간은 8.3m, 높이는 2.7m, 두께는 7.1mm이며, 토피고는 1.04m(지간의 0.125배), 2.1m(지간의 0.25배)를 적용하였다. 또한, 활하중의 크기는 7.9tf/m(토피고 : 1.04m), 6.6tf/m(토피고 : 2.1m)이며, 재하위치는 정점부와 현치부이다. 해석결과, 토피고가 지간의 0.125배의 경우 활하중을 정점부에 재하하였을 때 정점부에서 최대 휨모멘트(2.33tf-m/m)가 유발되며(그림(a)), 토피고가 지간의 0.25배인 경우 활하중을 현치부에 재하하였을 때 현치부에서 최대 휨모멘트(-2.23tf-m/m)가 발생하였다. 22가지 낮은 아치형 구조상세에 대해 이러한 2가지 최대 휨모멘트 발생조건은 다음과 같이 요약할 수 있다. 즉, (R/S)이 0.3~0.33의 범위에서는 (H/S)가 0.125~0.17의 경우 정점부에서 최대 휨모멘트가 발생되며, (H/S)가 0.17~0.25의 경우 현치부에서 최대 휨모멘트가 유발된다. 또한, (R/S)가 0.34~0.37의 범위에서는 (H/S)가 0.125~0.20의 경우 정점부에서 최대 휨모멘트가 발생되며, (H/S)가 0.20~0.25의 경우 현치부에서 최대 휨모멘트가 유발된다.



(a) H/S가 0.125~0.17의 경우 휨모멘트 분포



(b) H/S가 0.17~0.25의 경우 휨모멘트 분포
그림 11. R/S가 0.3~0.33의 경우 휨모멘트 분포

그림 12는 지간 11.6m, 높이 4.5m, 두께 7.1mm, 토피고 2.9m(지간의 0.125배)의 구조물에 대해 활하중(6.1tf/m)의 이동재하에 따른 최대 휨모멘트 발생조건을 나타낸 것이다. 최대 휨모멘트는 정점부까지 뒷채움된 경우(1)의 경우, 구조물의 정점부에서 발생되었으며, 이러한 휨거동은 (R/S)이 0.38~0.40일 경우 나타났다.

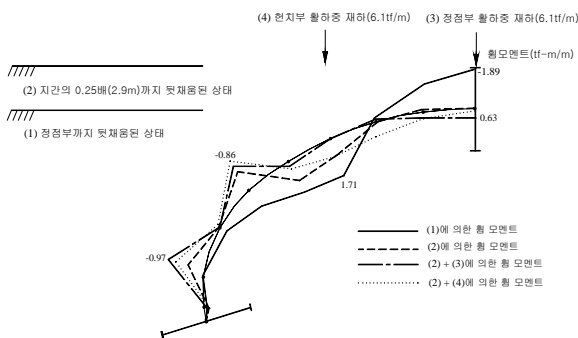


그림 12. R/S가 0.38~0.40의 경우 휨모멘트 분포

파형강관 암거의 휨모멘트 분포에 관한 거동분석 결과 및 Duncan(1979)의 제안식에 기초하여 본 연구에서는 휨모멘트 계산식의 형태를 식 (3)과 같이 제안하였다. 이러한 휨모멘트 식의 형태는 반원아치에 대한 Castigliano 제2정리의 적용으로부터 유도되었으며, 자세한 유도과정은 생략하였다.

$$M = K_{M1} \gamma S^3 + K_{M2} \gamma S^2 H + K_{M3} SLL \quad (3)$$

여기서, 식 (3)의 휨모멘트 계산식은 3단계의 시공과정에 대해 최대 휨모멘트를 유발하는 재하조건(그림 11, 12)과 최대 휨모멘트의 발생위치(정점부, 현치부)를 대상으로 하고 있다. $K_{M1} \gamma S^3$ 은 정점부까지의 뒷채움 시공에 의한 휨모멘트, $K_{M2} \gamma S^2 H$ 는 정점부~토피고까지의 뒷채움에 의한 휨모멘트, $K_{M3} SLL$ 은 활하중에 의한 휨모멘트를 나타낸다. 휨모멘트 계산식을 구성하는 계수 K_{M1} , K_{M2} 는 (R/S) 및 상대강성비 N_f 에 따른 휨모멘트 분포를 고려하여 그림 13, 14와 같이 제안하였으며, K_{M3} 는 (H/S) 및 N_f 에 따른 휨모멘트 분포를 고려하여 그림 15와 같이 제안하였다. 또한, 그림 13~15에서 제안된 6가지 계수는 표 4의 구분에 따라 식 (3)에 대입하여 적용한다.

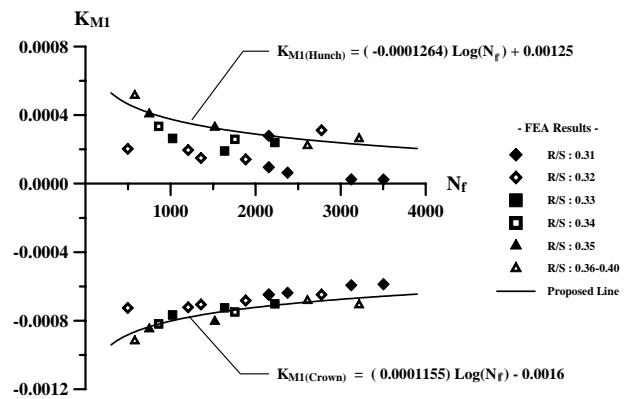


그림 13. 휨모멘트 계수 K_{M1}

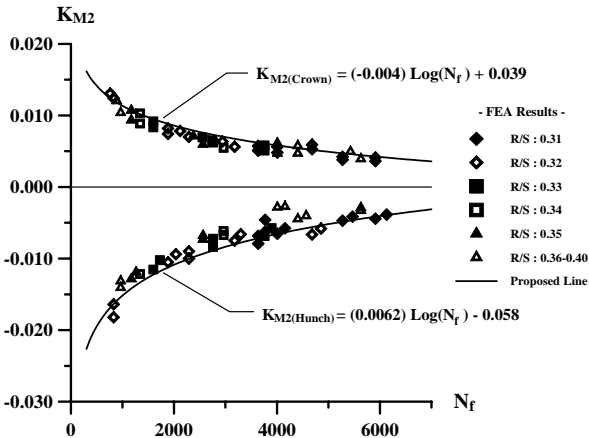


그림 14. 휨모멘트 계수 K_{M2}

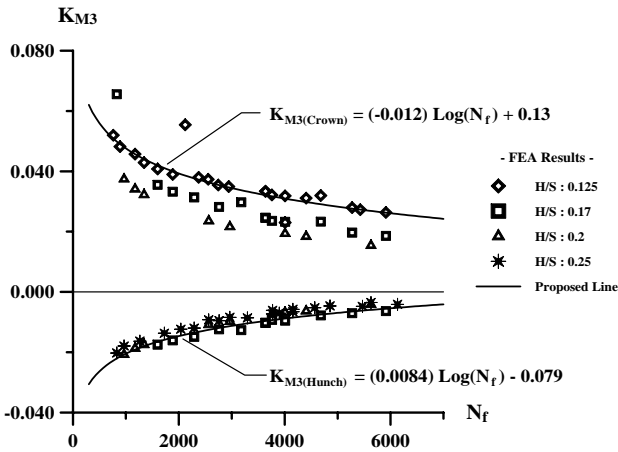


그림 15. 휨모멘트 계수 K_{M3}

표 4. 휨모멘트 계수의 적용(식(3))

R/S	H/S	K_{M1}	K_{M2}	K_{M3}
0.30 - 0.33	0.125 - 0.17	$K_{M1(Crown)}$	$K_{M2(Crown)}$	$K_{M3(Crown)}$
	0.17 - 0.25	$K_{M1(Hunch)}$	$K_{M2(Hunch)}$	$K_{M3(Hunch)}$
0.34 - 0.37	0.125 - 0.20	$K_{M1(Crown)}$	$K_{M2(Crown)}$	$K_{M3(Crown)}$
	0.20 - 0.25	$K_{M1(Hunch)}$	$K_{M2(Hunch)}$	$K_{M3(Hunch)}$
0.38 - 0.40	0.125 - 0.25	$K_{M1(Crown)}$	-	-

여기서, 휨모멘트 계수는 다음과 같다.

$$K_{M1(Crown)} = (0.0001155) \text{Log}(N_f) - 0.0016$$

$$K_{M2(Crown)} = (-0.004) \text{Log}(N_f) + 0.039$$

$$K_{M3(Crown)} = (-0.012) \text{Log}(N_f) + 0.13$$

$$K_{M1(Hunch)} = (-0.0001264) \text{Log}(N_f) + 0.00125$$

$$K_{M2(Hunch)} = (0.0062) \text{Log}(N_f) - 0.058$$

$$K_{M3(Hunch)} = (0.0084) \text{Log}(N_f) - 0.079$$

4. 유한요소해석과 시방기준의 비교

전술한 바와 같이 국내의 경우, 파형강판 암거에 대해 규정된 설계시방이 없으므로 AISI(1993), AASHTO(1996), 일본지반공학회 메뉴얼(1997) 등의 해석모델인 압축링 모델에 의해 실제 구조물을 설계하고 있다. 압축링 모델(그림 1)의 메카니즘은 다음과 같이 요약할 수 있다. 즉, 파형강판 암거에 연직토압이 가해지면 암거의 연직방향 지름이 축소되고 수평방향의 지름이 확대된다. 그 결과, 파형강판 암거는 측면의 토사를 압축하여 저항토압(수동토압)을 일으키게 되며, 이러한 저항토압은 파형강판 암거의 수평변형을 억제하게 되는 역할을 한다. 이와같은 지반-구조물 상호작용의 결과, 구조물 주변의 최종적인 하중분포는 그림 1과 같이 연직 및 수평토압이 거의 동일하게 되며, 이러한 하중분포하에서 파형강판 암거는 압축링과 같이 거동하여 압축력이 설계단면력으로 적용된다. 그러나, AISI(1993), AASHTO(1996), 일본지반공학회 메뉴얼(1997) 등 외국의 설계시방은 그림 1과 같은 하중분포대신에 그림 16과 같이 보다 간략화된 해석모델을 시방기준으로 규정하고 있다. 즉, 뒷채움 흙의 자중 (γH)과 활하중에 의해 구조물의 정점부에서 발생하는 수직응력 (σ_z)을 구조물의 전지간 (S)에 대해 동일하게 재하하여 구조물의 기초부에서 유발되는 최대 압축력을 설계단면력으로 적용하고 있는 것이다.

그러나, 이러한 압축링 모델은 깊은 토피고(지간의 0.25배 이상)에 대해 적용성이 높은 경험적인 해석모델이다.

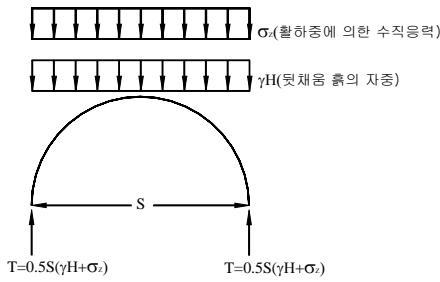


그림 16. 단순화된 압축링 모델

따라서, 본 연구에서는 낮은 토피고(지간의 0.125~0.25배)로 시공된 낮은 아치형 과형강판 암거에 대해 유한요소해석 모델과 압축링 모델에 의한 압축력 해석결과를 비교해 보았다.

그림 17은 토피고까지 뒷채움된 경우 유한요소해석과 시방기준에 의한 압축력을 비교한 것이다. 해석결과, 유한요소해석에 의한 압축력 값이 시방기준에 의한 값보다 다소 크게 계산되었다.

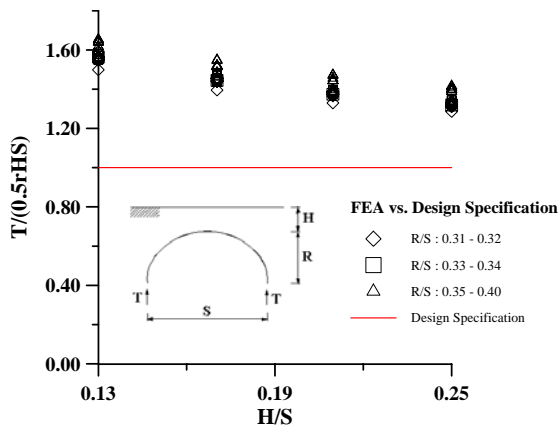


그림 17. 토피고까지 뒷채움된 경우의 압축력 비교

본 연구에서는 그림 17과 같이 해석모델에 따른 압축력의 차이를 다음과 같은 2가지 이유로 추정하였다.

- ① 압축링 모델에서 고려되지 못한 그림 18의 빗금친 부분의 뒷채움 흙을 유한요소해석에서는 고려되었기 때문이다.

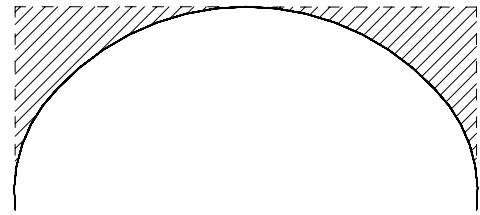
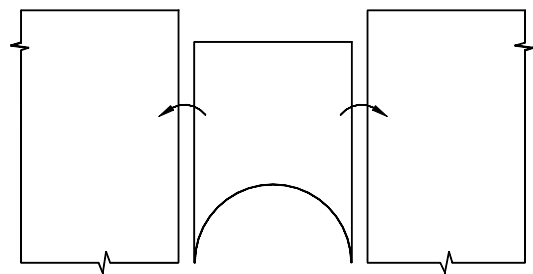
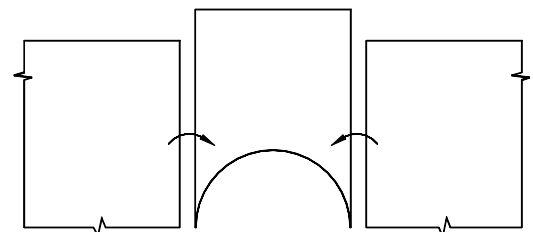


그림 18. 압축링 모델에서 고려되지 못한 뒷채움 흙

- ② 과형강판 암거의 상부 및 측면에 뒷채움된 흙의 상대변위를 유한요소해석으로 검토한 결과, 뒷채움 흙의 Negative Arching ($T > 0.5rHS$) 이 발생하여 과형강판 암거의 사하중 부담을 증가시키고 있다. 즉, 기존의 외국시방기준은 그림 19(a)와 같은 뒷채움 흙의 Positive Arching ($T < 0.5rHS$)을 고려하여 사하중 부담을 감소시키고 있으나, 본 연구의 낮은 토피고를 적용한 과형강판 암거의 유한요소해석 결과는 그림 19(b)와 같이 Negative Arching의 경향이 발생하여 구조물의 하중 부담이 증가된 것으로 판단된다.



(a) 뒷채움 흙의 Positive Arching



(b) 뒷채움 흙의 Negative Arching

그림 19. 뒷채움 흙의 Arching

따라서, 본 연구에서는 압축력 차이를 유발하는 것으로 추정되는 2가지 원인을 정량적으로 파악하기 위해 그림 18

의 빗금친 부분의 뒷채움 흙을 고려한 압축력과 유한요소 해석에 의한 압축력을 비교하여 보았다(그림 20).

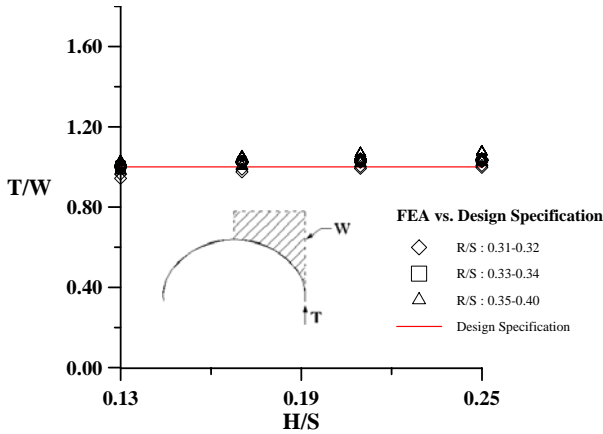


그림 20. 압축력 차이를 유발하는 인자들의 정량적 평가

그림 20으로부터, 압축력 차이에 대한 뒷채움 흙의 Negative Arching의 영향은 극히 미약한 것으로 나타났다. 즉, 토피고까지 뒷채움된 경우 그림 18의 빗금친 부분의 뒷채움 흙을 고려하여 계산된 압축력은 유한요소 해석 결과와 거의 일치함을 알 수 있다. 따라서, 다음과 같은 결론을 유추할 수 있다. 낮은 토피고가 적용된 파형강판 암거에 활하중이 재하되지 않을 경우, 현행 시방기준은 구조물내에 발생하는 압축력을 과소평가하고 있다. 그러나, 그림 18의 빗금친 부분의 뒷채움 흙을 고려한 압축력은 유한요소해석 결과와 거의 일치하므로, 이를 현행 시방기준에서의 압축력 계산식의 보정방법으로 제한할 수 있다.

그림 21은 토피고까지 뒷채움된 상태에서 활하중 재하에 따른 압축력 결과를 비교한 것이다.

그림 17과의 비교로부터 토피고까지 뒷채움된 상태보다는 활하중이 재하된 상태에서의 압축력의 차이가 작았으며($\pm 20\%$), 토피고가 낮을수록 현행 시방기준은 압축력을 과대평가하고 있음을 알 수 있다. 이러한 경향은 현행 시방기준(서울지하철 설계기준, 1995)과 본 연구에서 적용한 활하중 모델의 토피고에 따른 분포폭 차이로 추정된다. 즉, 표 6으로부터 본 연구에서 적용된 토피고 범위(약 1~3m)내에서는 파형강판 암거의 정점부 레벨에서의 2가지 활하중 모델에 따른 수직응력(σ_z)의 차이는 거의 없다. 그러나, 현행 시방기준에 규정된 활하중 모델(Kögler 모델)의 경우, 활하중에 의한

수직응력이 구조물의 정점부 레벨에서 구조물의 전지간에 걸쳐 분포된다고 가정하여 압축력을 계산하고 있으나, 본 연구에서 적용된 활하중 모델(Boussinesq 모델)의 경우, 활하중에 의한 수직응력이 구조물의 정점부 레벨에서 부분적으로 영향을 미치기 때문에 그림 21에서와 같이 지간에 비해 토피고가 상대적으로 작을 경우, 현행 시방기준에 의한 압축력이 과대평가되고 있는 것으로 추정된다.

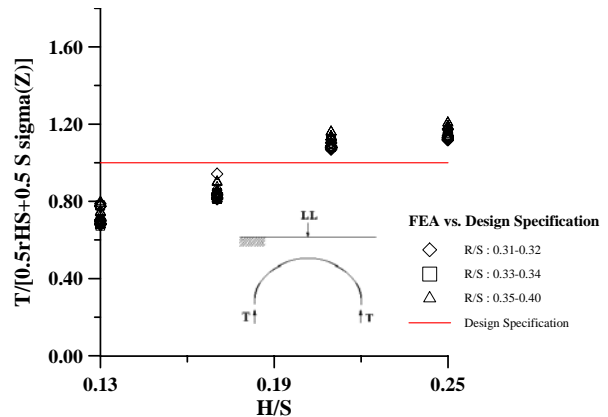


그림 21. 활하중 재하시의 압축력 비교

표 6. 파형강판 암거 정점부 레벨에서의 수직응력 (σ_z)

토피고(m)	Kögler 모델에 의한	Boussinesq 모델에 의한
	수직응력 (tf/m^2) (현행 시방기준)	수직응력 (tf/m^2) (유한요소해석)
1	5.1	5.03
2	2.1	2.09
3	1.5	1.22
4	1.5	0.81
5	1.5	0.57

한편, 외국 설계시방은 뒷채움 시공시 발생하는 휨모멘트에 의한 과도한 변형을 억제하기 위해 구조물의 형태와 뒷채움 흙의 조건에 따라 유연도 계수(Flexibility factor, S^2/EI)의 최소값을 규정하고 있다. 즉, 구조물의 형태에 따른 유연도 계수의 최소치를 규정함으로써 구조물의 최소한의 휨강성을 확보하려는 것이다. 그러나, 이는 강도해석 기준으로서 본 연구의 단면력 해석과는 비교대상이 아니므로 이는 고려하지 않는다.

5. 결 론

본 연구에서는 현재 국내에서 시공되고 있는 낮은 아치형 파형강관 암거를 대상으로 지반-구조물 상호작용을 고려한 유한요소해석을 수행하여 3단계의 시공단계에 따른 거동을 분석하고, 단면력 계산식을 제안하였다. 본 연구의 결론은 다음과 같이 2가지로 요약할 수 있다.

- (1) 압축력은 지반-구조물 상대강성에 의한 영향은 거의 없고, 기하형상에 의해 영향을 받는다. 또한, 최대 압축력은 활하중이 정점부에 재하될 경우 구조물의 현치부에서 발생되며, 3단계의 시공과정에 대해 연속적으로 증가된다. 이러한 거동분석결과로부터 압축력 계산식의 형태를 결정하였으며, 다양한 시공조건을 고려한 유한요소해석 결과로부터 압축력 계산식을 구성하는 계수를 제안하였다.
- (2) 휨모멘트는 지반-구조물 상대강성 및 기하형상의 영향을 받는다. 즉, 구조물의 강성이 같을 경우, 뒷채

움 흙의 강성이 커질수록 휨모멘트가 적게 발생된다. 또한, 최대 휨모멘트의 발생조건은 구조물의 R/S, H/S에 따라 달라진다. 이러한 거동분석 결과로부터 휨모멘트 계산식의 형태를 결정하였으며, 다양한 시공조건을 고려한 유한요소해석 결과를 근사화하여 휨모멘트 계산식을 구성하는 계수를 제안하였다.

- (3) 기존 시방기준과 유한요소해석의 비교결과, 토피고까지의 뒷채움 시공에 의한 압축력의 차이는 현행 시방기준에서 고려되지 않는 구조물 상부의 뒷채움 흙(그림 18)에 의한 영향이 지배적이므로, 이를 현행시방기준에 대한 보정방법으로 제안할 수 있다. 또한, 활하중 재하에 의한 압축력의 차이는 현행 시방기준의 활하중 분포폭을 구조물의 전지간에 대해 설정하였으므로, 유한요소해석에 비해 크게 계산된 것으로 추정하였다. 이러한 2가지의 비교사항은 현장계측에 의한 검증이 필요할 것으로 판단된다.

(접수일자 : 2001. 8. 17)

참 고 문 헌

1. American Association of State Highway and Transportation Officials (1996), Standard Specification for Highway Bridge, 16th edition, Washington, D.C, pp.299~313.
2. American Iron and Steel Institute (1993), Handbooks of Steel Drainage & Highway Construction Products, 4th edition, Washington, D.C, pp.227~300.
3. Adel-Sayed, G., Bakht, B. and Lesile, G. J. (1993), Soil-Steel Bridges. McGraw-Hill, New York, pp.43~174.
4. Canadian Standard Association (1997), Canadian Highway Bridge Design Code, Ministry of Transportation of Canada, Canada, pp.1~40(section 7).
5. CANDE (1989), Culvert ANalysis and DEsign computer program user manual, FHWA-RD-89-169, pp.78~108(section 4).
6. Duncan, J. M. (1979), "Behaviour and Design of Metal Culvert Structures," ASCE Journal of Geotechnica Division, 105(GT3), pp.399-417.
7. Duncan, J. M. and Chang, C. Y. (1970), "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soils," ASCE Journal of Geotechnical Division, 95(GM5), pp.1629-1653.
8. Katona, M. G., et al., "CANDE - A Modern Approach for Structural Design and Analysis of Buried Culverts," FHWA-RD-77-5, Oct. 1976, pp.13~28.
9. Selig, E. T. (1972), "Subsurface Soil-Surface Interaction : A Synopsis," Highway Research Record No. 413, Highway Research Board, Washington, D.C.

10. Spangler, M. G. (1941), "The Structural Design of Flexible Pipe Culvert," Bull. 153, Iowa State College Engineering Experimental Station, Iowa.
11. Watkins, R. K. and Anderson, L. R. (1999), Structural Mechanics of Buried Pipes, CRC, New York, pp.29~46.
12. White, H. A. and Layer, J. P. (1960), "The Corrugated Metal Conduit as a Compression Ring," Highway Research Board, Proceedings of the Annual Meeting, 39, pp. 389-397.
13. 社團法人 地盤工學會 (1997), コルゲートメタルパイプアニュアル, 第3回改訂版, pp.33~45.
14. 사단법인 한국콘크리트학회 (1996), 콘크리트 표준시방서, pp.25~43.
15. 서울지하철 건설본부 (1993), 서울지하철 6호선 설계기준, pp.31~45.
16. 포항제철 (1998), 강건재의 활용 파형강관 및 강판편, pp.17.