

강제원통케이슨의 모형실험 및 이론적고찰 Model Tests and Theoretical Study on the Steel Circular Caissons

장정욱 , Jeong-Wook Jang

청주대학교 이공대학 지구환경시스템공학과 조교수, Assistant Professor, Dept. of Geo-environmental and system Engineering, Chongju Univ.

SYNOPSIS : In this study, model tests and a theoretical analysis were performed to examine the mechanical behavior of steel circular caisson which is designed as a new gravity type structure. The analysis considers an elastic equilibrium of force acting on a horizontal slice cut from the over-all structure to introduce the basic equation on the deflection of caisson.

The maximum displacement was measured at the loading point, whereas the less displacement was measured at the upper part of the caisson model. The bottom pressure was getting higher, as it was nearer the loading side. Furthermore, the increase ratio of the bottom pressure was higher as the load was increase.

As a result of theoretical analysis, measured load~displacement curves were a little different from theoretical curves, however, the average gradients of measured curves were relatively correspond with theoretical curves.

Key words : steel circular caisson, model test, displacement, bottom pressure, theoretical analysis

1. 서 론

휨강성이 대단히 약한 강판으로 만들어진 원통체이더라도 내부에 토사를 채우면 자립성이 생기며 배후의 토사에 의한 토압 및 수압을 견딜수 있는 구조물이 된다. 이와 같은 구조물로서는 강시판셀, 강판셀, 근입식강판셀, 콜게이트셀등의 셀구조물이 있다. 셀구조물은 얇은 강판을 외각으로하여 그 내부에 토사등의 채움재를 채운 구조물이다. 이 구조물의 구조적인 특징은 토사에 의한 외측방향의 팽창력과 그에 대한 저항력으로 원주방향으로 작용하는 강제의 인장력으로 인하여 전체적으로 안정된 구조체를 형성한다는 것이다. 이와 같은 셀구조물의 장점을 이용하여 새로운 중력식 구조물로서 고안되어진 것이 강제원통케이슨이다.

강제원통케이슨은 원통형의 강판셀에 철근콘크리트 저판을 결합시킨 새로운 형태의 케이슨 구조물로서 마운드상에 일렬로 설치된 원통케이슨의 사이를 강판제 아크로 연결하여 연속벽체를 구축하고 벽체 내부에 채움재를 투입하여 호안등의 중력식구조물을 형성하는 것이다. 강제원통케이슨은 호안이나 안벽 그리고 방파제등에 적용가능하나 아직 설계법이 확립되어 있지 않고, 실용화에 앞서서 우선 그 역학적

특성을 규명해야 할 필요가 있다. 따라서 본 연구에서는 모형실험에 의하여 강제원통케이슨의 역학적특성을 검토함과 동시에 역학적거동계산모델을 작성하여 실험결과와 비교·검토하였다.

2. 실내모형실험

2.1 실험 개요

그림 1은 실험장치의 전체개요를 나타내고 있다. 모형은 亞鉛引鐵板을 재료로 하여 제작한 셀을 콘크리트底板에 接合한 것이다. 채움재로는 비중 $G_s=2.67$, 평균입경 $D_{50}=0.43\text{mm}$, 균등계수 $U_c=3.36$ 인 건조사를 사용하였다. 재하는 삼각형의 토압분포를 想定하여 셀 높이의 1/3레벨(단, A-1은 2/3레벨)에서의 집중하중으로 하였으며, 원호상의 治具를 통하여 유압잭키에 의하여 이루어졌다. 治具는 연직방향으로 폭이 10cm이고, 모형의 재하측 1/2의 外周에 밀착되는 형상으로 되어 있다. 재하형식은 단조재하와 반복재하로 2종류이

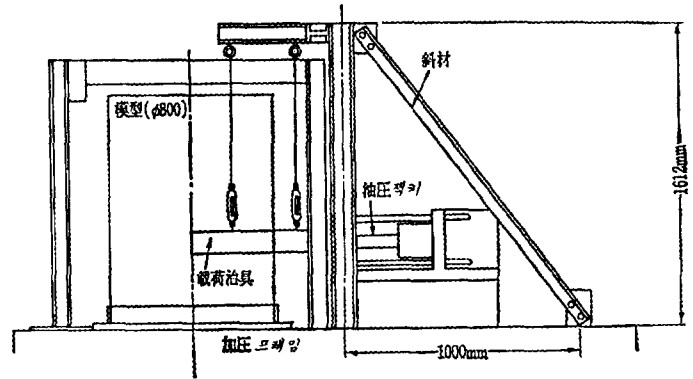


그림 46. 실험장치

며, 반복재하의 경우는 5cycle의 재하를 가했으며 cycle이 증가됨에 따라 최대하중을 서서히 증가시켰다. 표 1은 실험조건 및 모형의 제원을 정리한 것으로 본 연구에서는 전부 7 case의 수평재하실험을 수행하였다. 그림 2는 A-3, A-4, B-2의 모형에 설치한 종방향 리브의 배치를 나타내고 있다. 또한 A-5는 원통케이슨 간에 鋼製의 아크를 삽입하여 2連으로 되어 있으며, 그림 3은 A-5의 형상을 나타내고 있다.

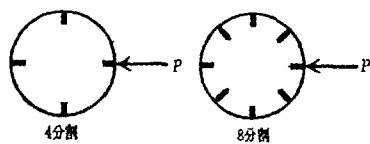


그림 48. 리브의 배치

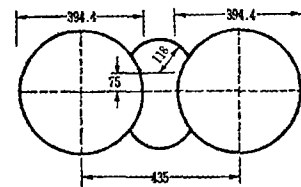


그림 47. A-5의 형상(단위:mm)

표 17. 실험조건 및 모형의 제원

모형 No.	채움재밀도 (t/m ³)	종방향 리브 (mm)	배치	채움재의 내부마찰각	재하형식	셀의 제원 (mm)
A-1	1.64	無	單體	34.6°	單調載荷	
A-2	1.56	無	單體	31.4°	反復載荷	φ 394.4
A-3	1.64	h 15×t 0.27(4分割)	單體	34.6°	單調載荷	× t 0.27
A-4	1.63	h 15×t 0.27(8分割)	單體	34.2°	單調載荷	× h 500
A-5	1.63	無	2連	34.2°	單調載荷	
B-1	1.62	無	單體	33.8°	反復載荷	φ 800
B-2	1.69	h 30×t 0.50(8分割)	單體	36.5°	單調載荷	× t 0.50 × h 1000

2.2 실험결과

2.2.1 하중과 변위

수평하중이 어느 하중레벨을 넘어서면 외각체의 셀강판에 국부적인 좌굴이 발생한다. 그 시점에서의 하중을 좌굴하중이라 정의하기로 한다. 표 2는 좌굴하중과 그 때의 재하점, 재하측상단, 비재하측상단의 3점의 변위를 정리한 것이다. 3개소의 변위를 비교해보면, 재하점위치에서의 변위가 가장 크고, 이에 비하여 재하측상단의 변위는 작은 값을 나타내고 있다. 또한 재하측상단이 負方向(재하반대방향)으로 변위한 경우도 있는데, 이는 셀 높이의 1/3위치에서 재하하였기 때문에 상단은 역방향으로 기울어진 것으로 생각된다. 비재하측상단은 거의 不動 내지는 負방향으로 움직이고 있다. 그리고 A-series 실험중에서 A-2, 3, 4의 좌굴하중을 비교해보면 순서대로 좌굴하중이 증가하고 있다. 이것은 리브에 의한 보강 정도에 대응하고 있으며, 국부좌굴을 저지함에 있어 리브의 효과가 유효함을 나타내고 있다. 그러나 모형전체의 변위에 대한 리브의 영향은 그다지 없는 것으로 생각된다.

또한 A-5와 B-1의 재하실험 후, 채움재 토사를 제거하고 최대하중시의 변위까지 다시 재하하여 그 하중을 측정 한 결과 A-5에서는 549kgf, B-1에서는 884kgf이었다. 이는 각 실험의 최대하중의 약 10%로 셀 외각체만의 저항은 전체의 약 10%정도인 것으로 추정된다.

표 18. 실측변위

모형 No.	좌굴하중 (kgf)	재하점 위치변위 (mm)	재하측 상단변위 (mm)	비재하측 상단변위 (mm)
A-1	500	3.40	2.18	-0.08
A-2	500~600	2.80~3.11	0.06~0.20	0.00
A-3	600	3.84	0.72	-0.03
A-4	650	4.01	-0.46	-0.09
A-5	600	4.19	-0.25	0.00
B-1	1500~2000	3.26~6.55	0.47~0.35	-0.14~-0.11
B-2	1500~2000	2.80~4.16	0.13~0.57	-0.08~-0.010

2.2.2 하중과 토압

그림 4는 저면토압분포의 변화를 나타내고 있다. 이 그림으로부터 재하측에 가까울수록 재하중 증가에 따라 저면토압이 증가함을 알 수 있다. 이와 같이 저면토압이 재하측에 편중되어 있는 것은 집중하중에 의한 것으로 생각된다. 또한 B-series는 A-series에 비하여 재하중 증가에 따른 토압증가율이 그다지 현저하지 않다. 이는 재하높이가 A-series에 비하여 높은 것이 그 원인이라 생각된다.

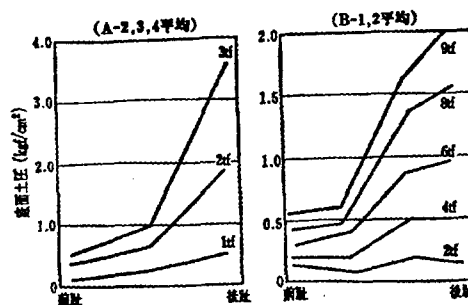


그림 49. 저면토압분포의 변화

3. 역학적거동 계산모델

강제원통케이슨을 얇은 강제의 원통구조물과 圓柱형의 채움재 토사의 복합구조물로서 취급하면 계산이 대단히 복잡하고 변형상태를 해석하기가 용이하지 않다. 그러나 濶口는 double sheet pile을 sheet pile과 채움재 토사로 이루어지는 복합구조물로서 간주하고, 채움재를 균일한 탄성체로서 가정하여 구조물의 微小 두께의 요소에 있어서 힘의 평형 및 변형조건으로부터 이론해를 유도하였다(1974). 따라서 본 연구에서는 濶口의 방법을 응용하여 강제원통케이슨을 그림 5와 같이 모델화하여 하단을 고정시킨 2장의 sheet pile을 스프링으로 연결한 구조로서 해석을 수행하였다.

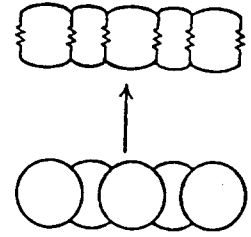


그림 50. 모델화

그림 6은 구조물의 미소 두께 dx 의 단위폭당 단면에 작용하는 수평력의 평형관계를 나타낸 것이다.

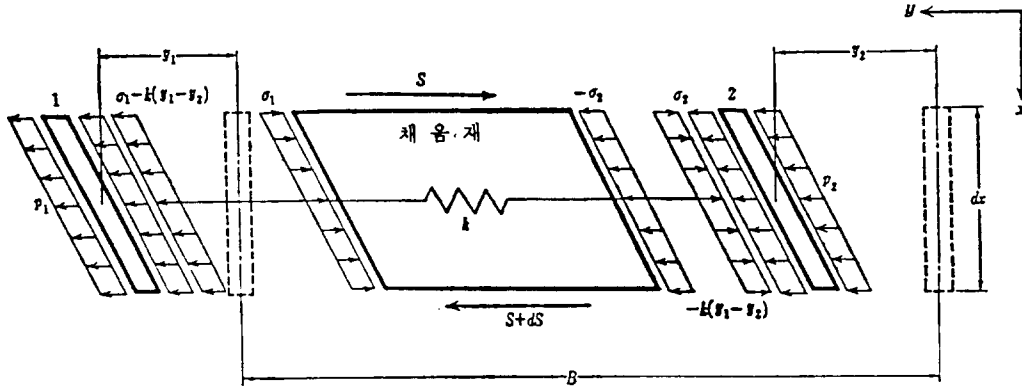


그림 51. 구조물에 작용하는 수평력의 평형관계

sheet pile 1 및 2에 발생하는 응력을 각각 σ_1 및 σ_2 라고 하면, 채움재의 양단면에 발생하는 전단력의 차 dS 와의 관계에는 다음과 같은 관계식이 성립한다.

$$dS = (\sigma_1 + \sigma_2) dx \quad (1)$$

채움재의 전단탄성계수를 G_s , 압축탄성계수를 E_s 라고 하면, 전단력 S 는 채움재의 평균 전단변형률에 의하여 다음 식으로 나타내어진다.

$$S = \frac{BG_s}{2} \left(\frac{dy_1}{dx} + \frac{dy_2}{dx} \right) \quad (2)$$

여기서, y_1 및 y_2 는 각각 sheet pile 1 및 2의 변위이며, B 는 sheet pile의 간격이다.

(1) 및 (2)식에 의하여 다음의 전단변형식이 구하여진다.

$$\sigma_1 + \sigma_2 = \frac{BG_s}{2} \left(\frac{d^2 y_1}{dx^2} + \frac{d^2 y_2}{dx^2} \right) \quad (3)$$

또한 채움재의 압축변형과 응력의 관계는 다음 식으로 나타내어진다.

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = -\frac{E_s}{B} (y_1 - y_2) \quad (4)$$

한편, sheet pile 1,2의 단위폭당 휨강성(EI)이 동일하다고 하면, 탄성보이론에 의하여 다음과 같은 식이 성립된다.

$$\begin{aligned} EI \frac{d^4 y_1}{dx^4} &= \sigma_1 + p_1 - k(y_1 - y_2) \\ EI \frac{d^4 y_2}{dx^4} &= \sigma_2 + p_2 + k(y_1 - y_2) \end{aligned} \quad (5)$$

여기서, p_1 과 p_2 는 sheet pile 1 및 2에 작용하는 외력이며, k 는 단위길이당 스프링정수이다. (3), (4) 및 (5)식에 의하여 본 구조물의 거동을 표현하는 2개의 기본식이 다음과 같이 유도된다.

$$\begin{aligned} EI \frac{d^4}{dx^4} (y_1 + y_2) &= \frac{BG_s}{2} \frac{d^2}{dx^2} (y_1 + y_2) + p_1 + p_2 \\ EI \frac{d^4}{dx^4} (y_1 - y_2) &= -2(k + \frac{E_s}{B})(y_1 - y_2) + p_1 - p_2 \end{aligned} \quad (6)$$

여기서 p_1 과 p_2 에 구체적인 함수를 부여하면 양식은 4계 미분방정식이 되며, 이 두 미분방정식의 해로부터 y_1 과 y_2 를 구할 수 있다. 이 경우 p_1 과 p_2 로서는 셀구조물 근입부 전면 지반으로부터 받는 지반반력과 벽체의 배후에서 작용하는 수평토압 및 정수압으로 생각할 수 있다. 그림 7에 나타낸 전형적인 3 case에 대하여 생각해 보면, 모든 경우에 있어 $p_1 = 0$ 이다. 또한 p_2 는 Case 1에서는 $p_2 = 0$, Case 2에서는 $p_2 = w$, Case 3의 경우는 $p_2 = mx$ 가 된다. 여기서 m 은 깊이방향의 하중증가율이며, 만약 외력이 정수압이라면 γ_w , 주동토압이라면 $K_A \cdot \gamma_t$ 에 대응한다.

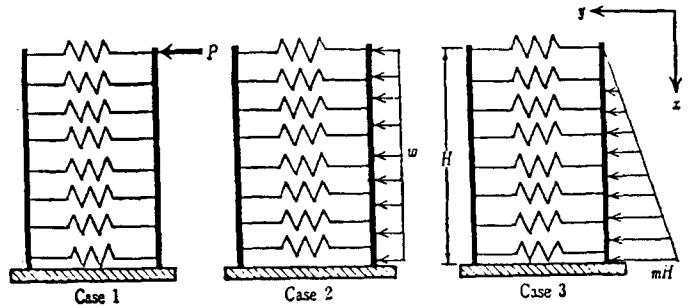


그림 52. 역학적모델

각각의 p_1 , p_2 의 값을 (6)식에 대입하면, 각 Case에 대응하는 기본식이 유도된다. 그 식들로부터 상단변위 및 하단모멘트를 구하면 다음과 같은 형태로 나타내어진다.

$$\begin{aligned} y_{1t} &= Y_c \{ \Phi_i(\lambda H) + \bar{\Phi}_i(\beta H) \} \\ y_{2t} &= Y_c \{ \Phi_i(\lambda H) - \bar{\Phi}_i(\beta H) \} \\ M_{1f} &= M_c \{ \Psi_i(\lambda H) + \bar{\Psi}_i(\beta H) \} \\ M_{2f} &= M_c \{ \Psi_i(\lambda H) - \bar{\Psi}_i(\beta H) \} \end{aligned} \quad (i = 1 \sim 3) \quad (7)$$

여기서, $\lambda = \sqrt{BG_s/2EI}$, $\beta = \sqrt[4]{k/4EI}$, $\bar{k} = 2(k + E_s/B)$, H = 벽체의높이 이다. 또한 Y_c , M_c 는 1枚의 강판을 외팔보로 보았을 때의 최대처짐과 최대모멘트이며 각각의 값을 표 3에 나타내었다. 그리고 $\Phi_i(\lambda H)$, $\Psi_i(\lambda H)$, $\bar{\Phi}_i(\beta H)$, $\bar{\Psi}_i(\beta H)$ 는 λH 와

표 19. Y_c 와 M_c

	Case 1	Case 2	Case 3
Y_c	$PH^3/3EI$	$wH^4/8EI$	$mH^3/30EI$
M_c	$-PH$	$-wH^2/2$	$-mH^2/6$

βH 의 무차원함수이며, i 는 각 Case의 번호를 나타내고 있다. 그림 8은 $\lambda H \sim \Phi_i(\lambda H), \Psi_i(\lambda H)$ 의 관계, 그림 9는 $\beta H \sim \bar{\Phi}_i(\beta H), \bar{\Psi}_i(\beta H)$ 의 관계를 나타낸 것이다.

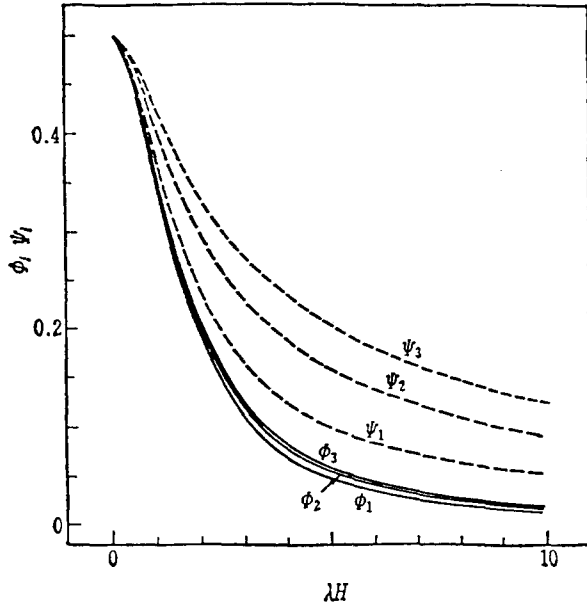


그림 53. λH 와 $\Phi_i(\lambda H), \Psi_i(\lambda H)$ 의 관계

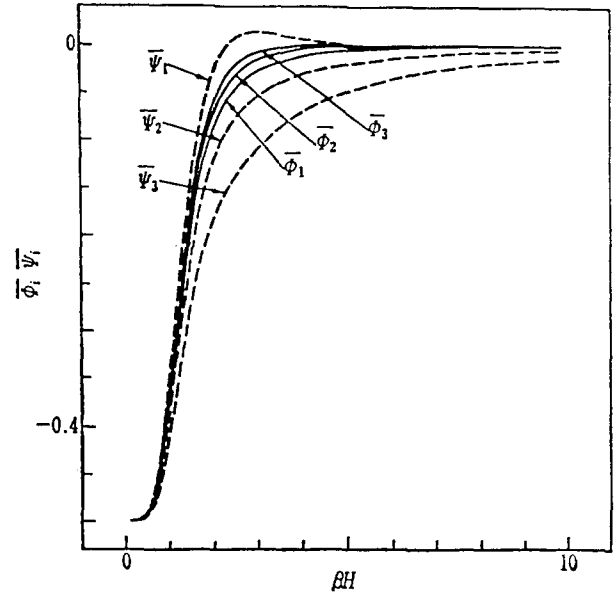


그림 54. βH 와 $\bar{\Phi}_i(\beta H), \bar{\Psi}_i(\beta H)$ 의 관계

4. 실험결과와의 비교

표 20. 이론계산에 사용한 각 정수의 값

모형 No.	높이 H (cm)	재하위치 L (cm)	벽체폭 B (cm)	단면이차 모멘트 I (cm ⁴ /cm)	압축탄성 계수 E _s (kgf/cm ²)	전단탄성 계수 G _s (kgf/cm ²)	스프링정수 k (kgf/cm)
A-1	50	16.7	34	9.74×10^{-3}	269	104	1.10×10^{-2}
A-2	50	33.3	34	9.74×10^{-3}	202	78	1.10×10^{-2}
A-3	50	33.3	34	9.97×10^{-3}	269	104	1.10×10^{-2}
A-4	50	33.3	34	9.97×10^{-3}	260	100	1.10×10^{-2}
B-1	100	66.7	69	7.42×10^{-2}	251	97	1.10×10^{-2}
B-2	100	66.7	69	7.42×10^{-2}	316	122	1.10×10^{-2}

표 4는 비교를 수행한 실험의 개요를 나타내고 있다. 채움재의 전단탄성계수는 大崎의 $N-\phi$ 에 관한 제안식(1959)으로부터 N 값을 구하고, 그 N 값을 이용하여 Schultze-Menzenbach의 N 값과 E_s 와의 관계에서 포아슨비를 0.3으로하여 구하였다.

그림 10은 실험에서 얻어진 하중~변위곡선을 계산결과와 비교한 것이다. 실험에서 비재하측은 거의 不動 내지는 負방향으로 변위하고 있어 그림 10에는 재하측만의 곡선을 나타내고 있다. 또한 재하 초기 단계에서는 재하치구가 모형의 강판에 완전히 밀착되지 않은 관계로 여분의 변위가 계측되었으므로 최초의 측정치만큼 재하위치에서의 계산치를 평행이동시켜서 정리하였다. 그리고 이론에서는 탄성변형을 가정하여 셀 강판의 국부좌굴현상을 고려하지 못하므로 좌굴하중레벨까지의 하중~변위곡선을 비교대상

으로 하였다.

이론에서는 채움재를 균일한 선형탄성체로서 가정하고 있지만, 실제로 채움재는 비선형탄성적인 거동을 나타낸다. 그림 10으로부터 그 차이를 확인할 수 있으나 실측치의 평균적 구배는 이론 직선과 비교적 좋은 상관관계를 나타내고 있다.

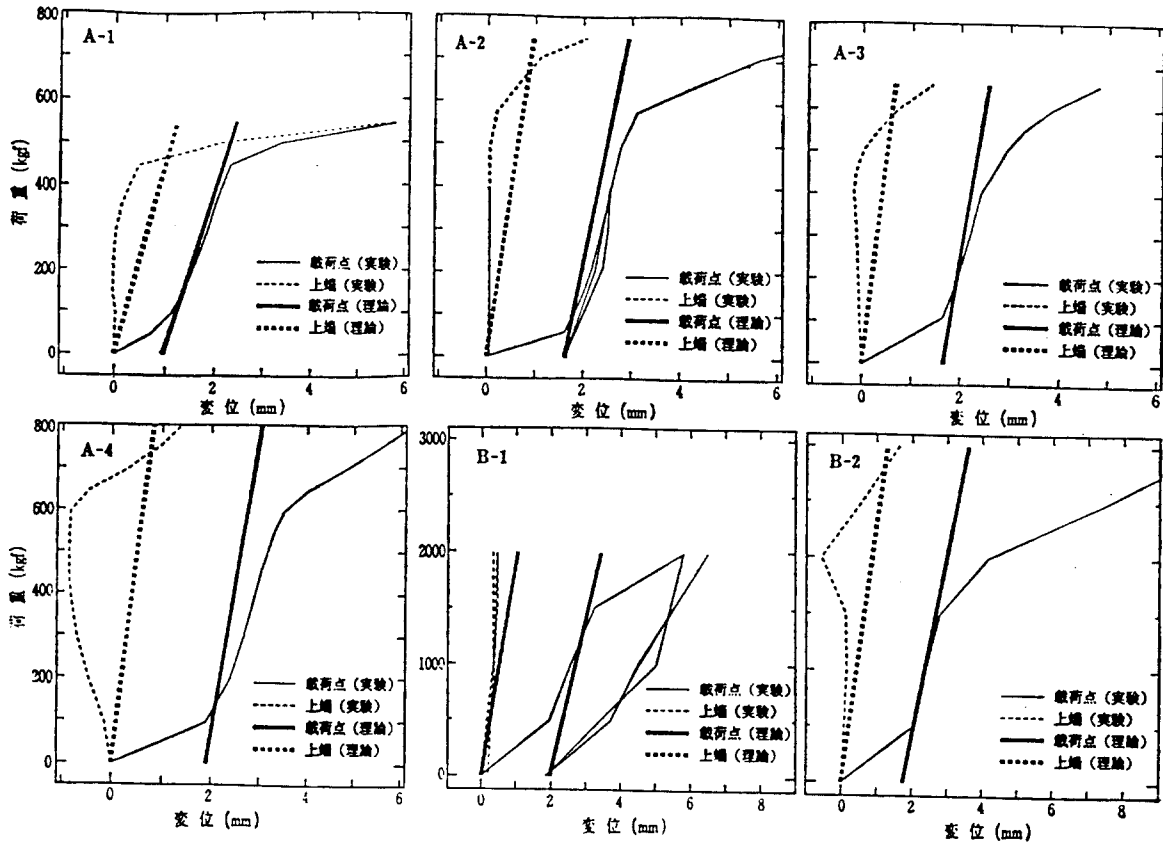


그림 55. 수평변위의 계산치와 실험치의 비교결과

5. 결론

강제원통케이슨의 모형실험을 수행하여 그 특성을 검토하고 역학적 계산모델을 작성하여 실험결과와 비교·검토한 결과 다음과 같은 결론을 얻을 수 있었다.

- (1) 변위는 재하점위치에서 가장 크고, 비재하측보다 재하측의 변위가 크다.
- (2) 토압은 재하측에 가까울수록 큰 값을 나타내며 하중증가에 따른 증가율 또한 커진다. 이것은 집중하중에 기인한 것으로 생각된다.
- (3) 역학적 거동계산모델에 의한 해석 결과, 실측의 하중~변위곡선은 이론직선과 다소의 차이를 나타내고는 있으나 실측치의 평균구배는 이론직선에 비교적 일치하고 있다.

참고문헌

1. 石黒 建, 白石基雄, 海輪博之(1986), 鋼矢板工法, 山海堂, 일본, pp.329~332.
2. 北澤, 竹山, 鈴木, 大河原, 大崎(1959), 東京地盤圖, 技報堂, 일본
3. Masatoshi Sawaguchi(1974), "Lateral Behavior of a Double Sheet Pile Wall Structure", *Soils and Foundations*, Vol.14, No.1, pp.45~59.
4. Schultze, E. and Menzenbach, E.(1961), "Standard Penetration Test and Compressibility fo Soil", *Proc of 5th ICSMFE*, Vol.1, pp.527~532.