

## 수화열과 건조수축에 의한 7일간의 완전 일체식 교량 교대 말뚝기초의 횡방향 거동

### Lateral Behavior of Abutment Piles in Full Integral Bridge During 7 Days in Response to Hydration Heat and Drying Shrinkage

박 영 호\*<sup>1</sup> Park, Young-Ho

김 낙 영\*<sup>2</sup> Kim, Nag-Young

김 성 환\*<sup>3</sup> Kim, Sung-Hwan

정 경 자\*<sup>4</sup> Jung, Gyung-Ja

Thomas A. Bolte\*<sup>5</sup>

#### Abstract

The bridge tested was 3 spans 90m-long PSC beam concrete bridge with a stub-type abutment which had a skew of 60° about the axis of bridge. A cement concrete was placed at the superstructural slab of the bridge. Inclinometers and strain gauges were installed at piles as well. During 7 days-curing of superstructural slab, the pile behavior in response to hydration heat and drying shrinkage of the slab was monitored. Then monitored values were compared with the horizontal movement obtained from the HACOM program and the calculated lateral behavior obtained from the nonlinear  $p$ - $y$  curves of pile. As a result, lateral behavior of H-piles by the field measurement occurred due to the influence of hydration heat and drying shrinkage obtained during curing of superstructural concrete. The lateral displacements by hydration heat and drying shrinkage were 2.2mm and 1.4mm, respectively. It was observed as well that the inflection point of lateral displacement of pile was shown at 1.3m down from footing base. It means that the horizontal movement of stub abutment did not behave as the fixed head condition of a pile but behave as a similar condition. The measured bending stress did not show the same behavior as the fixed head condition of pile but showed a similar condition. The increment of maximum bending stress obtained from the nonlinear  $p$ - $y$  curves of pile was about 300(kgf/cm<sup>2</sup>) and was 2 times larger than measured values regardless of installation places of strain gauges. Meanwhile, lateral load, maximum lateral displacement, maximum bending stress and maximum bending moment of pile showed a linear behavior as curing of superstructural concrete slab.

#### 요 지

본 교량은 교축방향에 대해 사각 60도인 90m 3경간 연속 완전 일체식 교대교량이다. 이 교량의 상부슬래브 콘크리트 타설후, 7일간의 콘크리트 양생에 따른 H말뚝의 수평거동을 알아보기 위하여, H말뚝 축방향으로 매설형 경사계와 변형률계를 설치하여 계측을 실시하였다. 이때 계측 결과를 수화열 및 건조수축 전용프로그램인 HACOM의 해석결과와 H말뚝의 횡방향 비선형  $p$ - $y$  모델해석 거동에 비교하였다. 그 결과에 의하면, 실측한 H말뚝의 수평변위는 상부슬래브 콘크리트가 양생함에 따라 발생하는 수화열과 건조수축에 영향을 받았고, 그 크기는 각각 2.2mm, 1.4mm이었다. 말뚝 축방향 수평변위의 변곡점은 교대 기초저면에서 1.3m 위치에서 발생하였다. 이는 이 교량의 교대말뚝은 말뚝머리 고정조건으로 거동하는 것이 아니라 이와 매우 유사한 거동을 보였다. 그리고 실측한 말뚝의 휨응력 거동은 말

\*1 정회원, 한국도로공사 도로교통기술원 지반연구그룹 수석연구원 (Member, Research Director, HTTI, KHC, 1026@freeway.co.kr)

\*2 정회원, 한국도로공사 도로교통기술원 지반연구그룹 책임연구원 (Member, Chief Researcher, HTTI, KHC)

\*3 정회원, 한국도로공사 경북지역본부 기술처장 (Member, Director General, KHC)

\*4 정회원, 한국도로공사 도로교통기술원 지반연구그룹 연구원 (Member, Researcher, HTTI, KHC)

\*5 Associate of the Bridge Design and Review Section, Burgess & Niple Ltd., USA.

뚝머리 회전구속과 같은 거동을 보이지 않고, 연직방향의 하중전이와 같은 거동을 나타내었다. 또한 교대말뚝의 비선형  $p-y$  모델해석으로 구한 최대휨응력 증분량의 크기는 약  $300(\text{kgf}/\text{cm}^2)$ 이었고, 교대말뚝의 계측기 부착위치와는 무관하게 실측한 값보다 약 2배 크게 발생하였다. 그리고 말뚝의 비선형  $p-y$  모델해석에서 말뚝의 수평하중, 최대수평 변위, 최대휨응력, 최대휨모멘트는 콘크리트 양생시간에 따라 모두 선형적인 거동을 보였다.

**Keywords :** Full integral abutment bridge, Hydration heat and drying shrinkage, Lateral behavior

## 1. 서론

경상남도 함양군 지곡면에 위치한 평촌1교에 90m 3경간 연속 완전 일체식 교대 교량(full integral abutment bridge)을 6년 만에 준공하였다. 이 교량의 교대는 높이 4m, 폭 1m인 난쟁이 교대로서 상부거더와 접속슬래브와 H말뚝이 완전 일체화되어 있다. 이러한 영향으로 계절적인 대기온도 변화에 의해 상부구조물의 신축량과 함께 교대말뚝은 수평이동을 한다. 이 이동을 원활히 허용하기 위하여, H말뚝의 약축방향을 교축방향과 서로 일치시켜 교대 길이방향으로 1열로 타입하였다.

교대말뚝이 설치된 지반은 약 14~17.5m의 성토지반이며, H말뚝의 단면축이 이방성이기 때문에 말뚝을 지반에 타입하면 약축인 웹(web)방향으로 흔들리게 된다. 이로 인해 H말뚝의 웹과 플랜지(flange) 사이에 폐색된 흙은 진동다짐되면서 교대 말뚝머리부의 지표층에 함몰부가 생긴다. 이 함몰부는 지반조건에 따라 그 깊이가 달라지는데, 본 성토지반에서는 난쟁이 교대기초 저면에서 4.5~4.9m까지 함몰부가 생겼다. 본 논문에서는 이 부분을 모래로 느슨하게 충전하였다.

이 지반에 타입된 H말뚝에 말뚝머리 A 방법으로 보강하고, 폭 1m와 높이 1.5m인 1차 교대를 타설 및 양생시킨 후에 PSC 빔을 거치하였다. 교대 뒤채움을 하지

않은 상태에서 상부슬래브를 콘크리트 타설하여 상부 거더와 1차 교대 주위를 완전 일체화하였다.

이때 본 교량의 상부슬래브 콘크리트를 타설한 후, 7일 경과까지 콘크리트가 경화되면서 발생하는 수화열과 건조수축에 의한 교대말뚝의 축방향 수평거동을 알아보기 위하여, H말뚝에 축방향으로 매설형 자동 경사계와 변형률계를 설치하여 계측하였다. 계측 결과를 콘크리트의 수화열 및 건조수축 전용프로그램인 HACOM의 해석결과와 H말뚝의 3가지 횡방향 비선형  $p-y$  모델(Reese et al, 1974; Murchison & O'Neill, 1984; Matlock, 1970) 해석거동에 비교하고자 한다.

## 2. 완전 일체식 교량의 시공순서

그림 1과 같이, 계절적인 대기온도 변화에 의해 상부구조물에서 발생하는 신축량이 교대나 인접 경간(span)으로 전이되지 않도록 경간마다 기계적인 이음장치인 신축이음장치(expansion joint)를 설치하는 교량을 조인트 교량(joint bridge)이라 한다. 이 교량의 유지관리 측면에서 가장 문제가 되고 있는 부분은 신축이음장치의 파손이다. 이 장치는 교량의 구조역학적인 측면에서 필수적인 구성요소이나, 일단 손상이 발생하면 신축이음장치 직하면에 위치한 교좌장치(bearing)의 작동을 방해하여 전체 교량

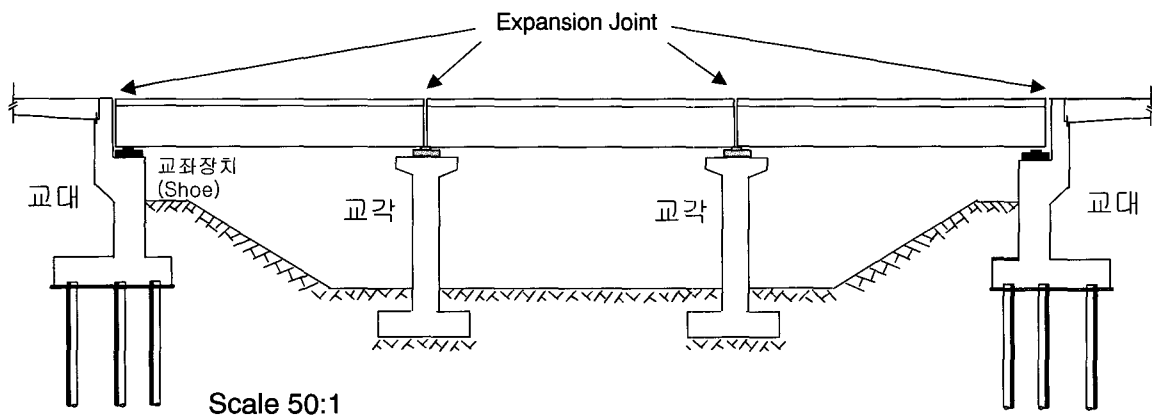


그림 1. 조인트 교량

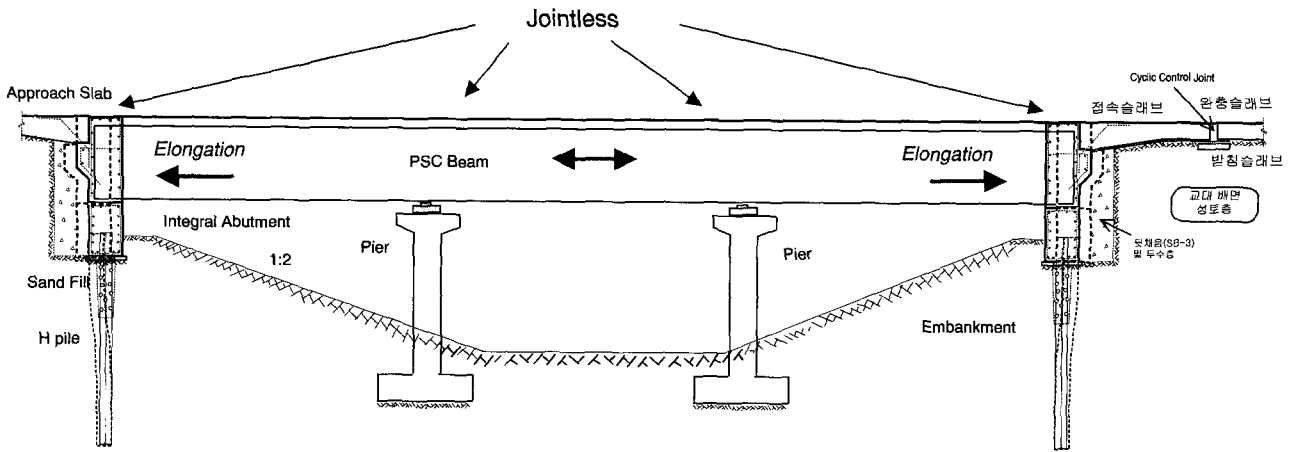


그림 2. 평촌1교의 측면도

구조계에 악영향을 미치게 된다. 이러한 문제점을 해소한 교량은 무조인트 교량(jointless bridge)이다.

그리고 그림 2와 같이 교대관점으로 표현하면, 상부구조물에 경간마다 기계적인 신축이음장치를 두지 않고, 상부거더(beam)의 단부를 서로 용접하여 하나의 긴 거더로 만들어 난쟁이 교대에 매입하는 교량형식을 일체식 교대 교량(integral abutment bridge, IAB) 또는 일체식 교량(integral bridge, IB)이라 한다. 그리고 이 교량을 상부구조물 관점에서 표현하면, 상부구조물에 신축이음조인트가 없다고 해서 무조인트 교량(jointless bridge)이라고 한다.

또한 일체식 교대 교량은 교대 분할 여부에 따라 완전 일체식 교대 교량(full integral abutment bridge, FIAB)과 반일체식 교량(semi integral abutment bridge, SIAB)으로 나눈다. 완전 일체식 교대 교량은 상부구조물의 수축거동시, 교대말뚝의 위치 이동을 막기 위하여 교대 저면에 1:2의 기울기로 압성토를 한다. 이 압성토로 인하여 충분한 행하공간을 원하는 조건에서는 제약 조건이 된다. 이 단점을 개선한 교량형식이 반일체식 교량이다. 이 행하공간을 확보하기 위하여, 조인트 교량처럼 교대말뚝은 거의 움직이지 않도록 다열의 말뚝 수와 교좌장치와 보강토옹벽을 설치한다.

그리고 계절적인 대기온도 변화에 의해 발생하는 교대 배면의 수평토압을 최소화 하기 위하여, 높이 4m, 폭 1m 인 난쟁이 교대(stub abutment)를 사용하였다. 그러나 조인트 교량의 교대 크기는 폭 6m, 높이 9m 정도로 교대 배면에 작용하는 수평토압은 일체식 교대 교량보다 크다.

난쟁이 교대는 상부거더, 접속슬래브(approach slab), H말뚝이 완전 일체화된다. 이로 인해 계절적인 대기온도 변화에 의해 발생하는 상부구조물의 수평이동에 따라 교대말뚝이 원활히 움직이게 하기 위하여, H말뚝의

약축방향을 교축방향과 일치시켜 교대 길이방향으로 1열을 타입하였다.

본 교량의 교대말뚝의 머리보강은 횡방향 말뚝머리 하중에 보강효과가 좋은 방법 A를 사용하였다. 말뚝머리보강의 방법 A는 확대기초 속에 매입된 말뚝직경 이상의 말뚝길이가 말뚝머리부에 작용하는 하중을 저항하는 방법이다. 특히, 확대기초 속에 매입된 말뚝길이 때문에 수직보강철근으로 보강하는 방법 B보다 말뚝의 수평저항력이 좋다(박영호, 2000; 淺間達雄 등, 1972). 따라서 본 교량에서는 말뚝 폭의 2.5배에 해당하는 말뚝 길이를 확대기초 속에 매입하였다.

그 다음, 폭 1m와 높이 1.5m인 1차 교대위에 PSC 빔을 거치하였다. 이 상태에서 상부슬래브를 콘크리트 타설하여 상부거더와 1차 교대 주위를 완전 일체화하였다.

교대 뒤채움 재료의 시공은 한 방향의 교대로 편토압이 발생하지 않도록 양 교대 배면에서 동시에 동일한 조건과 높이로 다짐을 하였다. 이때 계절적인 대기온도 변화에 의해 발생하는 난쟁이 교대 배면의 수동토압과 주동토압을 최소화 하기 위하여, 그림 2와 같이 교대 배면에 폭 1m를 무다짐 채석을 채웠다.

교대에서 도출된 힌지철근과 접속슬래브의 주철근을 서로 접이음을 하여, 접속슬래브와 교대를 완전 일체화하였다. 그리고 조인트 교량의 접속슬래브는 정적 구조물인 단순보(simple beam)로 거동하지만, 완전 일체식 교대 교량은 접속슬래브의 한 면에서는 난쟁이 교대에 힌지철근(hinge bar)으로 연결되어 있고, 다른 면에서는 받침슬래브 위에 안치되어 1차 부정정 구조물 거동을 한다. 따라서 접속슬래브 관점에서는 조인트 교량보다 무조인트 교량이 우수한 구조형식을 지니고 있다.

그리고 계절적인 대기온도 변화에 의해 발생하는 조인

트 교량의 신축량은 상부구조물 내에 설치되어 있는 신축이음장치에서 흡수하기 때문에, 신축량에 의한 말뚝 수평 변위는 발생하지 않는다. 하지만 본 교량은 상부구조물에 신축이음장치가 없고, 교대와 상부거더가 완전 일체화되어 있어, 상부구조물의 신축량에 따라 교대말뚝이 움직인다. 이 변위를 신축조절장치(cyclic control joint)에서 흡수하도록 유도한다. 이 장치는 본 교량의 구조물 밖에 설치된 접속슬래브와 원층슬래브 사이에 20~30cm 간격을 두어 아스팔트 콘크리트로 채웠다. 이 장치는 조인트 교량에서 사용하는 기계적인 신축이음장치와는 매우 다르다.

이 교량은 건설비용측면 뿐만아니라 유지관리측면에서 조인트 교량보다 매우 우수하다. 원 설계된 3경간 PSC Beam의 조인트 교량을 완전 일체식 교대 교량으로 설계 변경하여 절감한 공사비는 총공사비의 29%(4억 5천만원)이었고, 신축이음장치를 사용하지 않음으로써 30년간 약 100억원의 유지관리비용을 절감할 수 있다. 또한 무조인트 교량은 신축이음장치가 없어 조인트 교량보다 주행감이 매우 좋을 뿐만아니라 소음과 진동이 거의 없다.

하지만 교량 연장이 긴 무조인트 교량은 계절적인 대기 온도 변화에 의해 발생하는 신축변위량과 사각(skew)을 흡수 또는 제거하는데 한계가 있다. 이러한 이유로 사각이 60도 이하 이면서, 교량 연장이 120m(콘크리트 교량) 또는 90m(강교) 이하인 중·소 교량에 적용할 수 있다.

### 3. 지반조건

원 설계는 그림 1과 같이, 3경간 PSC Beam인 총 90m 연장의 조인트 교량으로 설계되어 있었다. 1997년에 이를 90m 3경간 연속 완전 일체식 교대 교량으로 설계 변경하여 2001년에 준공하여 현재 공용중에 있다. 이 교량은 아시아에서 두번째이며 우리나라 최초로 적용한 완전 일체식 교대 교량이다. 이 교량의 위치와 교량명은 경상남도 함양군 지곡면에 위치한 대전-통영간 고속도로의 평촌1교이다. 이 교량의 측면도와 평면도는 각각 그림 2와 그림 3에 나타나 있다.

이 교량의 교대 말뚝을 설치하기 위하여 현지답사와 시추조사한 결과, 교대A1과 교대A2의 상부토층은 전석이 많이 포함된 화강풍화토층이었다. 이 지층을 지나 양질의 지지층까지 H말뚝을 타입하는데 문제가 발생할 수 있어, 화강암 입자가 고결화된 풍화암까지 터파기를 실시하여 최종 지반면까지 노상다짐규정으로 성토다짐을 실시하였다.

이 성토지반에 대한 실내·외 시험결과, 통일분류기

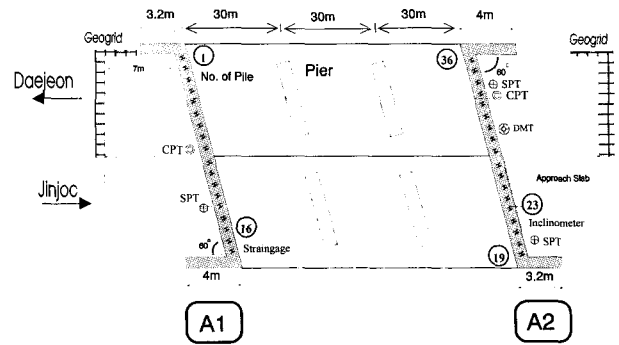


그림 3. 평촌1교의 평면도

호(ASTM D421~D422, AASHTO T88)는 SM이며, 비중(ASTM D421~D422, AASHTO T87~T88)은  $G_s=2.683$ , 상대다짐(ASTM D4253~D4254)은  $RC=95.2\sim 98.6\%$ , 평판재하시험(KS F2440, ASTM D1194)으로 구한 지지력계수는  $k_{30}=16.4\sim 20.4\text{kgf/cm}^3$ , 최대건조단위중량(ASTM D1557, AASHTO T180)은  $\gamma_{d(max)}=1.92\sim 1.94\text{tonf/m}^3$ , 현장건조단위중량(ASTM D1556, AASHTO T191)은  $\gamma_d=1.83\sim 1.91\text{tonf/m}^3$ , 최적함수비(ASTM D1557, AASHTO T180)는  $OMC=10.9\sim 13\%$ , 그리고 현장함수비(AASHTO T217)는  $w=9.1\sim 11.3\%$  이었다(AI-Khafaji & Andersland, 1992).

말뚝이 설치될 구간 내에서 7개의 풍화암 시편에 대하여 Broch 등(1972)의 방법으로 점하중시험(ASTM D3967)을 실시한 결과, 점하중지수,  $I_{s(50)}$ 와 일축압축강도,  $q_u$ 는 각각  $0.18\sim 3.53\text{kgf/cm}^2$ 와  $4.2\sim 84\text{kgf/cm}^2$ 이었다. 그리고 한국도로공사 건설공사 품질시험 편람 기준에 의하면 암종은 화강암질의 풍화암이었다(김용필 등, 1997). 또한 굴절법에 의한 탄성파탐사를 실시한 결과, 교대A1과 교대A2의 지반에 대한 풍화암의 현장탄성파속도는 각각  $1,180\sim 1,400\text{m/sec}$ 와  $1,140\sim 1,220\text{m/sec}$  이었으며, 연암은  $1,400\text{m/sec}$  이상 이었다.

성토 완료 후에 지반의 상태를 알아보기 위하여, 3공의 표준관입시험(standard penetration test, SPT; KS F2307-87)을 실시한 결과는 그림 4와 같고, 풍화암의 현장탄성파속도에 해당하는 표준관입시험 값은  $N=50/20\sim 50/3$ 이었다. 그리고 전자식 콘관입시험(cone penetration test, CPT)을 말뚝 32번과 33번 사이에서 교대 배면쪽으로 25cm 떨어진 곳과 9번 말뚝에서 110cm 떨어진 곳에 각각 실시한 결과를 그림 5에 원추콘 관입저항력,  $q_c$ 와 마찰저항력,  $f_s$ 로 나타내었다. 또한 그림 5의 결과를 Robertson 등(1986)이 제안한 흙 분류(SM)와 원추콘 관입저항력  $q_c$ 를 이용한  $N$ 값의 간접 산정식 즉,  $N=q_c/3$ 을

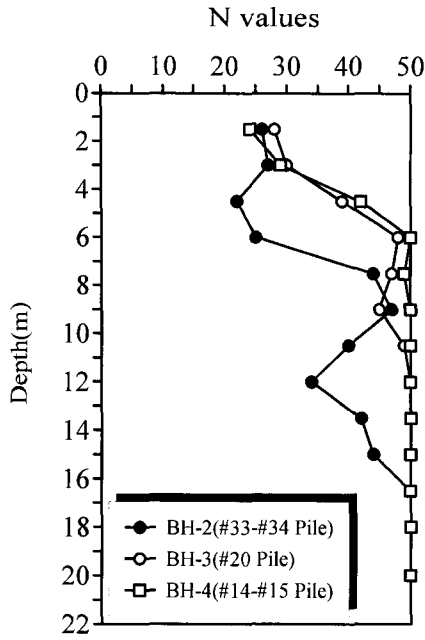


그림 4. 교대 성토지반의 표준관입시험

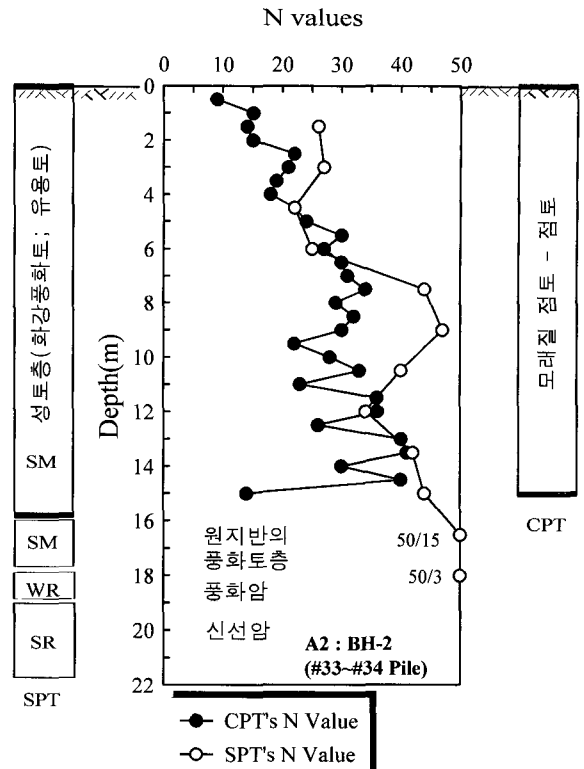
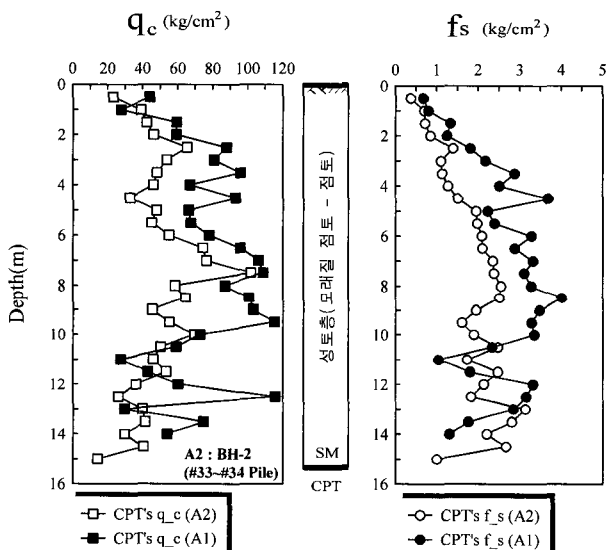


그림 6. CPT와 SPT의 N값 비교



(a) 원추콘관입저항력,  $q_c$  (b) 마찰저항력,  $f_s$

그림 5. 교대 성토지반의 전자식 콘관입시험(CPT)

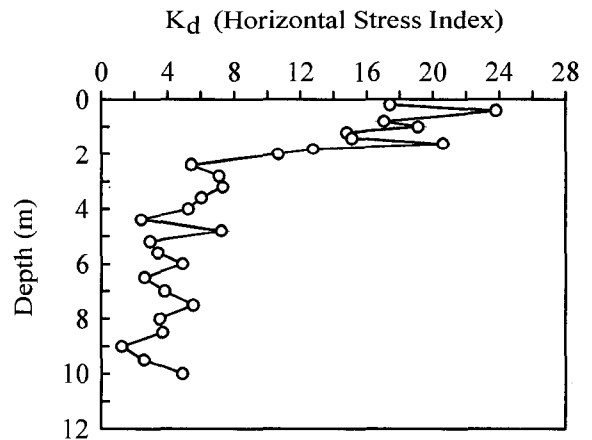


그림 7. 깊이에 따른 횡방향 응력지수( $K_d$ )

사용하여  $N$ 값을 추정한 것과 그림 4의 표준관입시험의  $N$ 값과 서로 비교하여 그림 6에 제시하였다.

그림 6에 의하면, 전자식 콘관입시험에서 산정한  $N$ 값은 사용장비의 효율과 상재하중 등을 고려하지 않고 측정된 표준관입시험의  $N$ 값보다 낮게 나타났다.

그리고 교대 A2의 29번과 30번 말뚝 사이에서 교대 배면으로 35cm 떨어진 곳에 dilatometer 시험(dilatometer test, DMT)한 결과는 그림 7에 나타나 있다.

성토지반에  $H$ 말뚝을 향타할 때, 약축방향으로  $H$ 말뚝

이 흔들리면서 웹과 플랜지 사이의 흙이 진동다짐되어 함몰되었는데 그 깊이는 지표면에서 아랫방향으로 4.5~4.9m이었다. 본 교량의 상부구조물 온도변화에 의해 발생하는 수평변위에 따라 교대기초 말뚝이 자유롭게 움직이기 위해서 함몰부분에 무다짐으로 느슨하게 모래를 채웠다. 이 모래지반의 강도를 알아보기 위하여, 미육군공병단(W.E.S)에서 개발한 휴대용 콘관입시험(portable standard cone penetrometer, PSCP)을 실시한 결과는 그림 8에 나타나 있다(박영호, 1996). 이 그림에서 콘지수(cone index, CI)는 깊이가 증가함에 따라 증가하다가 깊이 10cm 부터

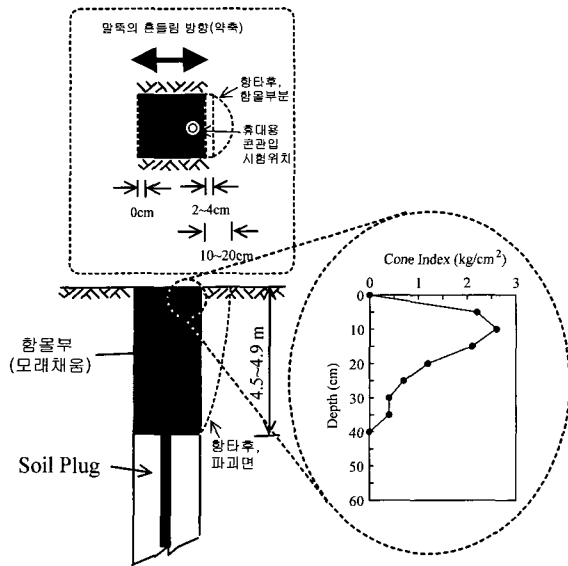


그림 8. 채운 모래의 콘지수

는 감소하는 경향을 보이는데, 이는 함몰부분에 고인 우수의 영향으로 판단된다. 이 모래지반 조건에서 직접전단 시험(ASTM D3080, AASHTO T232)으로 구한 내부마찰각은 28도이었다. 5.2.1.1절에 언급되어 있듯이, 이 각에 해당하는 Wolff(1989)의 수정 표준관입시험값은  $N'=10$  이었다. 또한 이 수정  $N'$ 에 해당하는 Meyer & Reese (1979)의 수평지반반력계수,  $k_h$ 는 표 1에 나타나 있다.

그리고 본 교량 교대말쪽에 사용한 고강도 H말뚝의 제원은 H300×305×15×15이며, 공칭허용응력과 공칭항복응력은 각각  $f_a=1,900\text{kgf/cm}^2$ 과  $f_y=3,310\text{kgf/cm}^2$  이다.

#### 4. 계측기 설치 현황

##### 4.1 매설형 경사계

그림 9와 같이, 계절적인 대기온도 변화에 의해 사각

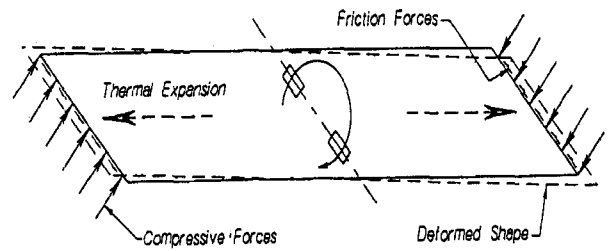


그림 9. 사각이 있는 무조인트 교량의 회전거동

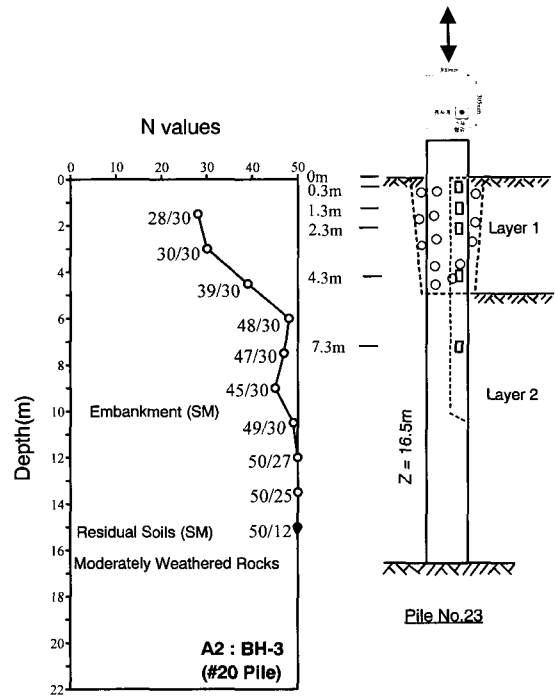


그림 10. 매설형 경사계 설치 위치와 지반 주상도

이 있는 무조인트 교량의 상부슬래브는 난쟁이 교대 뒤 채움 재료의 조건에 따라 회전(rotation)을 한다(Faraji, 1999). 이 영향을 최소화하기 위하여, 그림 3과 같이, 진주방향의 교대 A2 중앙인 23번의 H말뚝에 매설형 자동 경사계를 설치하였다.

표 1. 함몰부에 채운 모래와 성토지반의 물성치

구분	말뚝 길이 L (m)	단위중량 $\gamma_t$ (tonf/m <sup>3</sup> )	상대 밀도 $D_r$	DMT 계수 $E_d$ (tonf/m <sup>2</sup> )	수평응력 지수, $K_a$	현장시험 종류	내부 마찰각 $\phi$ (deg.)	수평지반반력계수 $k_h$ (tonf/m <sup>3</sup> )	
								적용식	값
1층 (함몰부에 채운 모래)	4.7	1.8	느슨	200 가정 (200~350)*	1.0 가정 (1~1.5)*	직접전단 시험	28	N=10 (Meyer & Reese, 1979)	1,708
2층 (성토 지반)	11.8	2.0	조밀	3,292.5 시험값 (2,000~2,500)*	3.88 시험값 (5~10)*	SPT	38	N=50 (Meyer & Reese, 1979)	4,994.6
						DMT	36	Gabr & Borden(1988)	3,591.6
						DMT-CPT	33	Gabr & Borden(1988)	3,591.6

(\*) : 참고문헌에서 제시하는 일반적인 값.

그리고 매설형 경사계를 보호하기 위하여 그림 10과 같이, H말뚝의 웹과 플랜지 사이에 'ㄱ'자 형강을 용접하였다. 이 말뚝을 향타한 다음, 'ㄱ'자 형강 내에 5개의 경사계 센서를 삽입하였다. 설치 위치는 말뚝 축방향으로 지표면에서 0.3m, 1.3m, 2.3m, 4.3m, 7.3m 이었다. 그리고 고정액을 'ㄱ'자 형강내에 주입하여 매설형 경사계와 말뚝을 일체화하였다.

#### 4.2 변형률계

본 교량의 상부슬래브 콘크리트 타설 후, 7일간의 콘크리트 양생에 따른 교대 H말뚝의 축방향 휨응력을 측정하

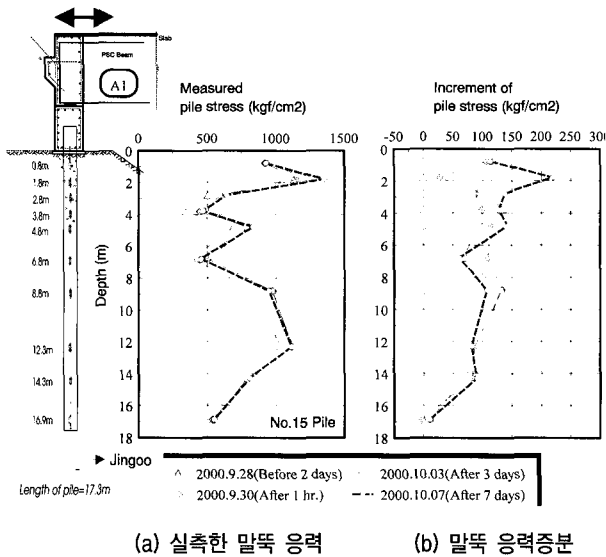


그림 11. 15번 말뚝의 변형률계 부착 위치도와 축방향 응력 분포

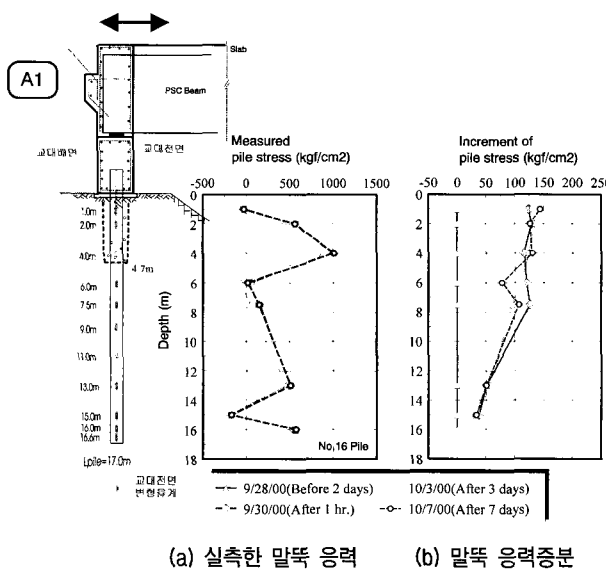


그림 12. 16번 말뚝의 변형률계 부착 위치도와 축방향 응력 분포

기 위하여, 그림 11(a)와 같이 하행선 교대 A1의 중심위치인 15번 말뚝의 플랜지 부분에, 그림 12(a)와 같이 16번 말뚝의 웹 부분에, 그리고 그림 13(a)와 같이 교대 A2의 21번 말뚝의 웹 부분에 장기 계측용 전기저항식 변형률계 (spot weldable strain gauge, 日産 : AW- 6-1101LT)를 설치하였다(그림 3). 하지만, 15번 말뚝에서 깊이 9m 이하의 변형률계는 장기 변형률계의 부족으로 인해 단기 계측용 변형률계(bondable strain gauge, 日産 : FLA-6-11-1L)를 사용하였다. 그리고 말뚝에서 발생하는 온도변화를 측정하기 위하여, 온도 측정용 변형률계(dummy strain gauge) 대신에 정밀도가 높은 검온계(thermocouple)를 사용하였다. 또한 향타시 말뚝에 부착된 변형률계를 보호하기 위하여 'ㄷ'형강을 말뚝에 용접하였다.

#### 5. 수치해석

##### 5.1 콘크리트 재료의 수화열과 건조수축

###### 5.1.1 수화열 거동

콘크리트 재료에서 수화열(hydration heat)이 발생하는 이유는 콘크리트의 결합재인 시멘트가 물과 접촉하여 발열화학반응(exothermic chemical reaction)을 일으키기 때문이다. 콘크리트의 여러 구성물 중 오직 시멘트만이 발열의 원인 제공자이며, 시멘트의 발열특성은 시멘트의 종류 및 조성 광물비에 따라 달라지게 된다. 일반적으로 수화열은 시멘트의 주요 조성광물인 C<sub>3</sub>S, C<sub>2</sub>S, C<sub>3</sub>A, C<sub>4</sub>AF

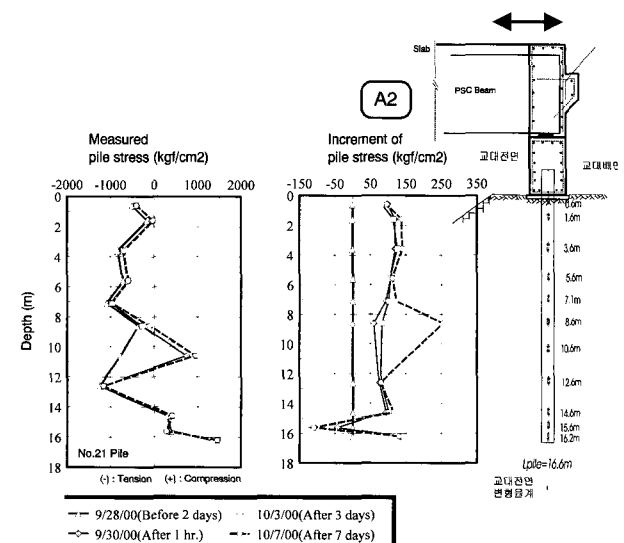


그림 13. 21번 말뚝의 변형률계 부착 위치도와 축방향 응력 분포

표 2. 시멘트 성분별 함유량과 수화열

성분명	화학식	간략표기	시멘트 성분 함유량(%)	수화열(cal/g)
Alite	3CaOSiO	C <sub>3</sub> S	50~60	136
Belite	2CaOSiO <sub>2</sub>	C <sub>2</sub> S	15~25	62
Felite	3CaOAl <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	C <sub>3</sub> A	5~15	200
Celite	4CaOAl <sub>2</sub> O <sub>3</sub> FeO <sub>3</sub>	C <sub>4</sub> AF	5~15	30

등의 수화에 의해 발생되며, 이 네가지 조성광물의 함유량 및 수화열 발생 총량은 표 2와 같다(Kim 등, 1997).

시멘트의 누적수화 발열량은 수화발열 속도를 적분하면 구할 수 있고, 식 (1)~식 (2)와 같이 지수함수로 나타낼 수 있다.

$$H(t) = Q_{\max} \left[ 1 - e^{-\alpha \left(\frac{t}{24}\right)^\beta} \right] \quad (1)$$

$$T(t) = \frac{C}{\rho c} H(t) \quad (2)$$

여기서  $Q_{\max}$  : 시멘트의 최대 누적수화 발열량

$H(t)$  : 시간  $t$ 에서의 시멘트의 누적수화 발열량

$\alpha$ 와  $\beta$  : 상수

$\rho$  : 콘크리트의 단위중량

$c$  : 콘크리트 비열

$C$  : 단위시멘트량

$T(t)$  : 콘크리트의 시간  $t$ 에서의 단위열온도 상승값

### 5.1.2 수축 거동

시멘트 경화체의 수축형태는 보통 3가지로 분류하고 있으며, 시멘트의 수화에 의한 자기수축(autogenous shrinkage), 공극수의 증발에 의한 건조수축(drying shrinkage), 그리고 공기중의 CO<sub>2</sub>의 유입에 의한 중성화수축(carbonation shrinkage)이다. 이러한 수축형태에서 자기수축과 건조수축은 시멘트 경화체 중에 존재하는 수분의 상 변화에 의해 일어나며, 중성화에 의한 수축은 시멘트 경화체 중의 Ca(OH)<sub>2</sub>와 공기중의 CO<sub>2</sub>의 반응에 의하여 생성된 수분의 증발에 의하여 발생한다.

시멘트 경화체에서 이러한 수축이 중요시되는 것은 재료적인 특성상 압축강도에 비해 인장강도가 상대적으로 낮아 수축에 의한 균열이 발생할 수 있기 때문이다(Ahn 등, 1997).

### 5.1.3 콘크리트의 수화열과 건조수축 거동

콘크리트의 수화열과 건조수축은 시멘트 재료, 양생하는 구속도, 주변 환경 등에 따라서 거동 차이가 발생한다.

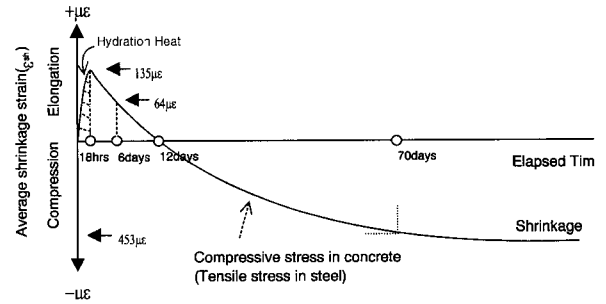


그림 14. 무근콘크리트의 수화열과 건조수축 거동

그리고 콘크리트 상면과 하면에서의 거동도 차이가 있다. 그림 14는 무근 콘크리트 시험체의 상면에서 건조수축 거동을 측정된 결과이다. 초기 응결기간 동안, 시멘트의 수화열에 의한 열팽창을 일으켜 타설 후, 18시간에서 135  $\mu\epsilon$ 의 인장변형률을 나타내고 있다. 이것은 콘크리트의 온도 및 열팽창계수(10  $\mu\epsilon$ )를 고려할 때 약 14°C의 온도 상승을 나타낸다. 또한 최고 온도발현 이후, 콘크리트 시험체는 온도가 강하함에 따라 수축하여 재령 6일 탈형시 약 64  $\mu\epsilon$ 의 신장변형을 나타내고 있다(Ahn 등, 1997).

### 5.1.4 HACOM을 이용한 수치해석

본 교량은 PSC 빔의 주거더 간격이 2.5m이고, 교축방향에 대해 사각 60도인 90m 3경간 연속 완전 일체식 교대 교량이다. 이 교량의 상부슬래브 콘크리트 타설 후, 7일간의 콘크리트 경화에 따른 상부구조물의 정성적 횡방향 변위거동을 알아보기 위하여, 콘크리트 수화

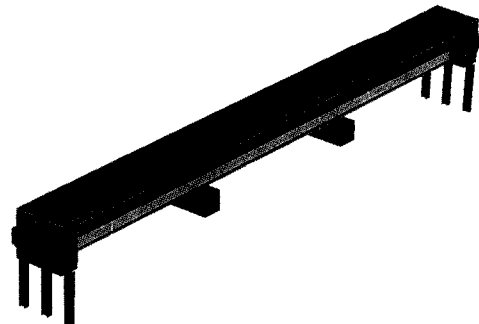


그림 15. 상부구조물 모델링



표 3. 시멘트 콘크리트 표준 배합비

종별	설계기준강도 (kgf/cm <sup>2</sup> )	골재최대치수 (mm)	슬럼프 (cm)	단위중량 (kgf/m <sup>3</sup> )	시멘트 (kgf/m <sup>3</sup> )	물과 시멘트비 w/c (%)
고강도(PSC)	400	19	15	177	520	34
1종	270	25	15	159	351	44

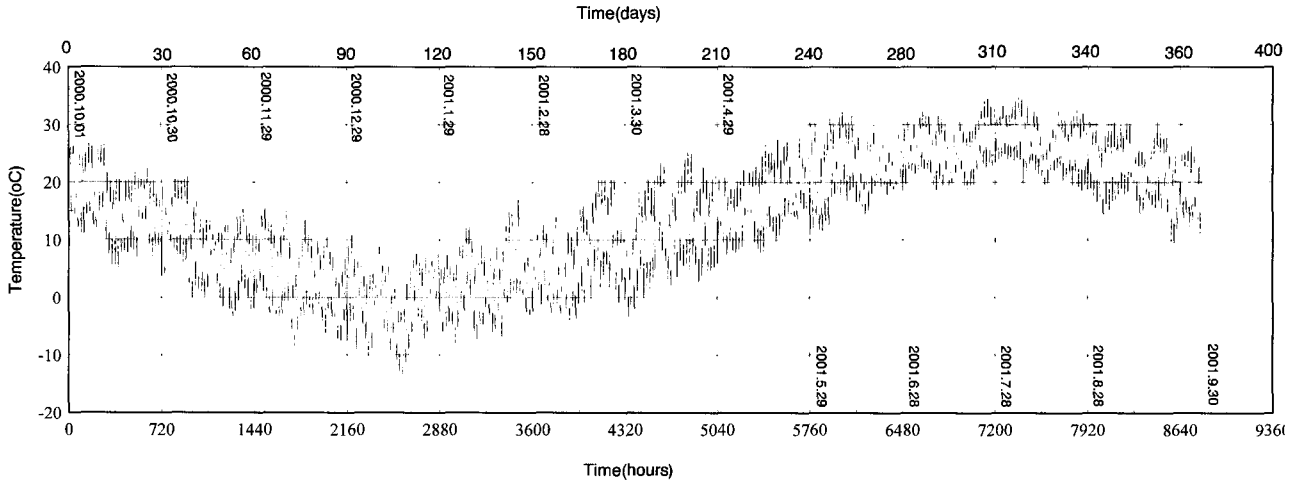


그림 16. 함양지역의 1년간 대기온도 변화

열 및 건조수축 전용프로그램인 HACOM으로 수치해석을 수행하였다. 본 프로그램의 해석법은 유한요소법을 사용하며 2차원 및 축대칭 문제에 적용할 수 있다.

그림 15와 같이, 본 수치해석에서 사용한 기본적인 가정은 다음과 같다.

- 교대의 사각 60° 영향을 고려하지 않은 직선 모델링
- 낮은 교대부 콘크리트 강성 무시
- 교량 모델링
  - PSC 빔 간격 : 2.5m
  - 상부슬래브 유효폭 : 2.5m
  - H말뚝의 간격 : 1.25m
  - 상부슬래브 콘크리트 설계기준 강도,  $f_{ck} = 270\text{kgf/cm}^2$
  - PSC 빔 콘크리트 설계기준 강도,  $f_{ck} = 400\text{kgf/cm}^2$
  - 상부슬래브 콘크리트 자중,  $p$  고려  
( $p = \text{콘크리트 단위중량} \times \text{상부슬래브 두께} = 2.5\text{t/m}^3 \times 0.25\text{m} = 0.625\text{t/m}^2$ )
  - 콘크리트 배합비는 표 3과 같이, 한국도로공사 설계 기준 적용
- 콘크리트 타설시 외부환경(대기온도, 풍속, 타설온도 등) 및 양생조건은 시공 당시의 현장조건을 적용하였으며, 상부슬래브 콘크리트 타설 후 1년간의 함양지

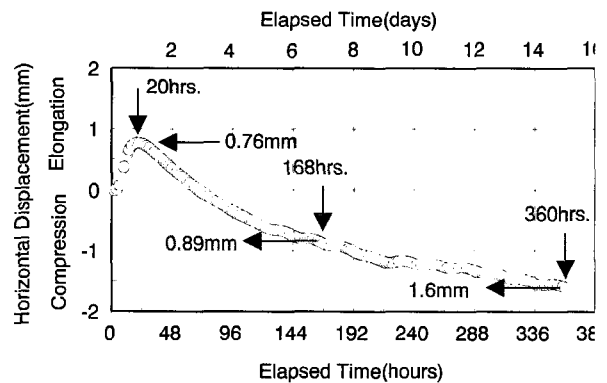


그림 17. 상부슬래브 콘크리트 양생에 따른 상부구조물 수평변위 거동

역의 대기온도를 12시간 간격으로 최대와 최소 대기 온도로 작도하면 그림 16과 같다.

상기 조건을 이용하여 HACOM으로 수치해석한 결과, 상부슬래브 콘크리트 타설 후 시간경과에 따른 본 교량의 수평변위 거동은 그림 17과 같다.

그림 17에 의하면, 타설후 20시간까지 수화열에 의한 시험교량의 최대신장변위는 0.76mm가, 20시간부터 7일까지 건조수축에 의해 수축변위는 1.65mm(0.76+0.89mm)가 발생하였다. 따라서 상부슬래브 콘크리트 타설후, 7일간의 콘크리트 양생에 따른 본 교량의 수평거동은 콘크리트의 수화열과 건조수축에 영향을 받을 수 있다.

## 5.2 지반의 물성치 산정

### 5.2.1 내부마찰각, $\phi$ 산정

수치해석에 있어서 정확한 지반 물성치 산정은 정도 높은 해석결과를 얻을 수 있다. 본 현장의 대상 지반은 사질토 지반으로서 내부마찰각,  $\phi$ 는 전체적인 수치해석에서 상당히 중요한 부분을 차지한다(Meyer and Reese, 1979). 따라서 표준관입시험, 딜라토미터시험, 전자식 콘관입시험에서 측정된 값을 이용하여 내부마찰각,  $\phi$ 와 수평지반반력계수,  $k_h$ (the coefficient of horizontal subgrade reaction, FL<sup>-3</sup>) 등을 산정하였다.

#### (1) 표준관입시험(SPT)

표준관입시험의 N값을 이용한 내부마찰각과 수평지반반력계수의 산정은 사용한 표준관입시험 장비의 효율과 지반의 상재하중 등의 영향을 고려하여야 한다. 하지만 여기서는 장비의 효율을 측정하지 않았기 때문에 상재하중에 의한 영향만을 고려하여 다음과 같이 내부마찰각을 산정하였다.

$$N' = C_N \times N_f \quad (3)$$

여기서,  $N_f$  : 현장에서 실측한 N값

$C_N$  : 현장의 상재하중을 고려한 보정계수

$N'$  : 수정 N값

또한, 식 (3)에서  $C_N$  값은 표 4의 방법들에서 구한 값을 평균하여 사용하였다. 그리고 Wolff(1989)는 이 수정 N값을 이용하여 다음과 같이 내부마찰각을 구하였다.

$$\phi(\text{deg.}) = 27.1 + 0.3 N' - 0.00054 N'^2 \quad (4)$$

#### (2) 딜라토미터시험(DMT)

딜라토미터시험에 의한 내부마찰각의 산정은 크게 두 가지 방법이 사용된다. 첫번째 방법은 딜라토미터시험에서 구한 횡방향응력지수,  $K_D$ (dilatometer lateral stress

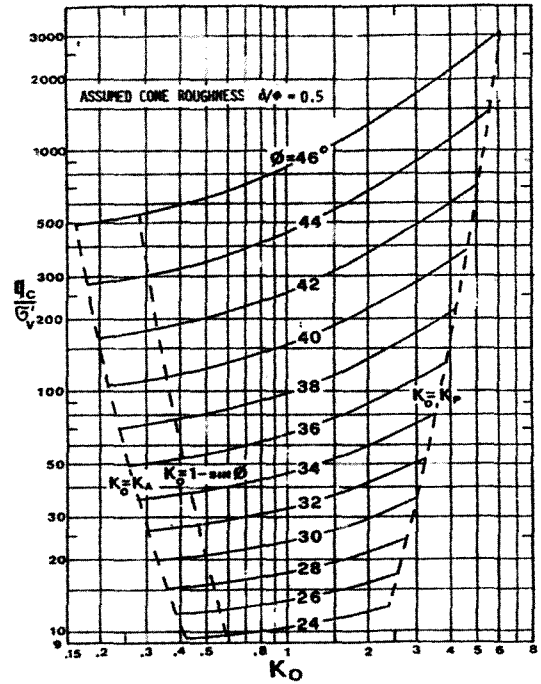


그림 18.  $q_c$ 와  $K_0$ 값을 이용한  $\phi$ 값 산정

index)와 전자식 콘관입시험의 콘선단저항력  $q_c$ , 그리고 유효상재하중,  $\sigma'_v$ 의 값을 사용하여 식 (5)로부터 사질토 지반에 대한 정지토압계수,  $K_0$ 값(Baldi 등, 1986)을 산정한다. 이 값과  $q_c/\sigma'_v$  값을 이용하여 그림 18에서 내부마찰각을 구한다(Marchetti, 1985).

$$K_0 = 0.376 + 0.095 K_D - 0.00172 \frac{q_c}{\sigma'_v} \quad (5)$$

두번째 방법은 Campanella & Robertson(1991)에 의해 제안된 방법으로서, 그림 18에서  $q_c/\sigma'_v = 33K_D$ 의 관계식과 임의의  $K_0$  값을 가정하여 다음과 같이 내부마찰각을 구한다.

$$\phi(\text{deg.}) = 28 + 14.6 \log K_D - 2.1 \log^2 K_D \quad (6)$$

위에서 언급한 두 가지 방법 중, 첫번째 방법은 딜라토미터시험과 콘관입시험의 값이 필요하며 두번째 방

표 4.  $C_N$  값에 대한 경험적인 관계식

Source	$C_N$
Liao & Whitman(1986)	$\sqrt{1/\sigma'}$
Skempton(1986)	$2/(1 + \sigma')$
Seed, Arango, and Chan(1979)	$1 - 1.25 \log(\sigma'/\sigma'_i)$
Peck, Hanson, and Thornburn(1974)	$\sigma' \geq 0.25(\text{ton}/\text{ft}^2)$ 인 경우 : $0.77 \log(20/\sigma')$

단, 여기서  $\sigma'$ 는  $\text{ton}/\text{ft}^2$  이다.

법보다 대체로 더 정확한 값을 산정할 수 있다. 그러나 근사적인 값을 추정하고자 할 경우에는 두번째 방법이 보다 더 효율적으로 사용할 수 있다. 따라서 여기서는 첫번째 방법으로 내부마찰각을 산정하였다.

(3) 전자식 콘관입시험(CPT)

Robertson & Campanella(1983)는 사질토 지반에서 콘관입시험 결과를 이용하여 유효수직응력,  $\sigma'$ 에 대한 콘선단저항력,  $q_c$ 과 내부마찰각,  $\phi$ 와의 관계를 그림 19와 같이 제안하였다. Kulhawy & Mayne(1990)는 이들의 관계를 다음과 같이 수식화하였다.

$$\phi = \tan^{-1} \left[ 0.1 + 0.38 \log \left( \frac{q_c}{\sigma'} \right) \right] \quad (7)$$

5.2.2 수평지반반력계수 산정

(1) Meyer and Reese

Meyer & Reese(1979)는 상대밀도,  $D_r$ , 또는 내부마찰각,  $\phi$  값에 따라 수평지반반력계수,  $k$ 값을 산정하는 방법을 그림 20과 같이 제안하였다. 여기서는 식 (4)를 이용하여 내부마찰각을 산정하고, 이 값에 따른 수평지반반력계수는 그림 20을 사용하여 구하였다.

(2) Gabr & Borden

딜라토미터시험에서 수평지반반력계수,  $k_{ho}$ 를 산정하는 방법은 다음과 같다(Gabr & Borden, 1988).

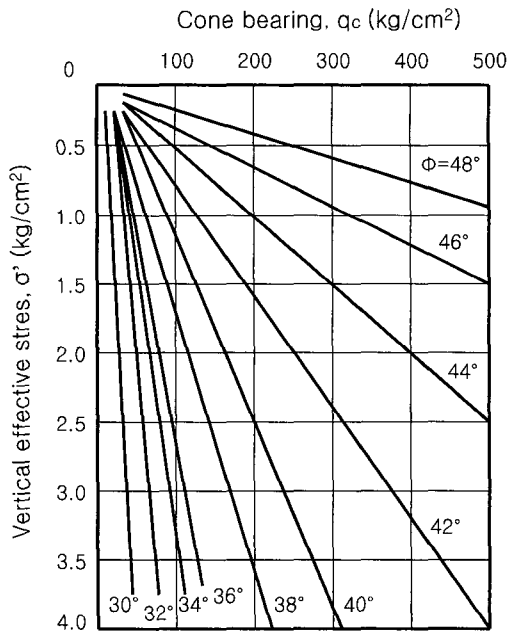


그림 19.  $\sigma'$ 와  $q_c$ 를 이용한  $\phi$ 값 산정

$$k_{ho} = \frac{p_0 - \sigma_h}{h} \quad (8)$$

여기서,  $p_0$ : 수정된 딜라토미터 눈금 A,  $\sigma_h$ : 현장 횡방향 정지토압 =  $K_o \gamma z$ ,  $K_o$ : 정지토압계수,  $\gamma$ : 단위중량,  $z$ : 해당 깊이,  $h$ : 딜라토미터 판(blade)두께의 1/2 이고 만일,  $p_0$ 와  $\sigma_h$ 가 psi 단위이면  $h = 0.27in.$ 이고, kPa 단위이면  $h = 0.0068m$ 이다.

$K_o$ 는 정지토압계수로서 식 (9)와 같이, Baldi 등(1986)이 제안하였다.

$$K_o = 0.376 + 0.095 K_D - 0.00461 \frac{q_c}{\sigma_z} \quad (9)$$

여기서,  $K_D$ : 딜라토미터 횡방향 응력지수,  $q_c$ : 콘 선단저항력,  $\sigma_z$ : 현장 유효상재하중

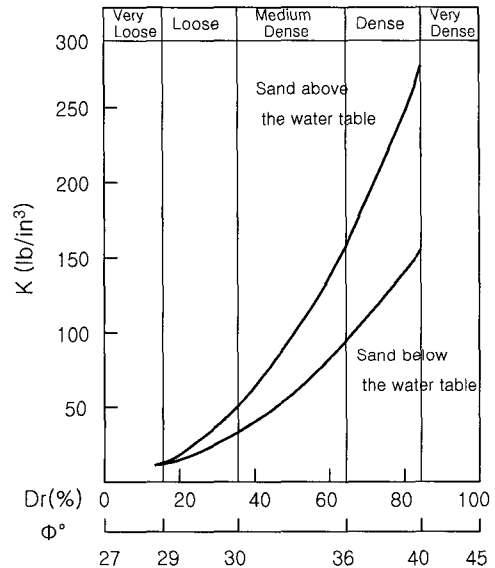


그림 20.  $D_r$ 와  $\phi$ 에 따른  $k$ 값

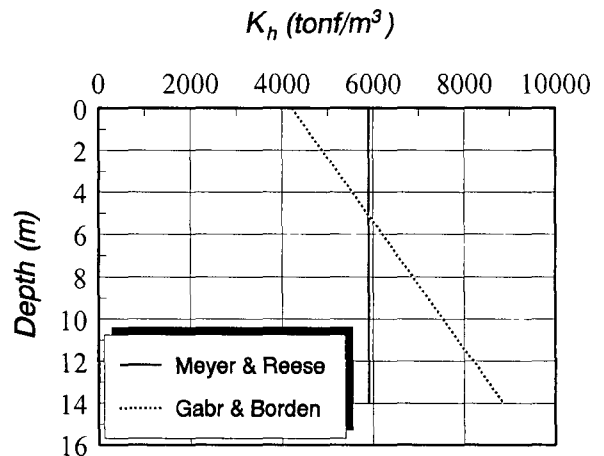


그림 21. 깊이에 대한  $k_h$  값의 분포도

본 성토지반에서 표준관입시험, 전자식 콘관입시험, 딜라토미터시험으로 구한 내부마찰각과 지반반력계수는 표 1에 나타나 있다. 그리고 Meyer & Reese와 Gabr & Borden에 의해 말뚝 깊이별 수평지반반력계수,  $k_h$  값은 그림 21에 나타나 있다.

### 5.3 말뚝의 비선형 $p$ - $y$ 모델해석

#### 5.3.1 지배방정식

횡하중을 받는 말뚝의 해석은 일반적으로 지반반력법과 탄성해석법이 있으며, 여기서는 그림 22와 같이, 지반을 각각의 독립적인 스프링 요소로 대체하여 해석하는 Winkler 지반모델에 기초한 지반반력법을 이용하여 수치해석을 실시하였다. 수치해석 방법으로는 3가지 비선형  $p$ - $y$  모델 (Reese et al, 1974; Murchison & O'Neill, 1984; Matlock, 1970)을 사용하였다. 또한 비선형  $p$ - $y$  수치해석시, 말뚝 주위의 이질층(layered soils)을 고려하기 위하여 Georgiadis (1983)의 층 효과 이론을 사용하였다(박영호, 2001).

그리고 말뚝의 비선형  $p$ - $y$  모델에 의한 수치해석은 기본적으로 유한차분법에 의해 각 절점의 횡방향 변위를 구하게 되고, 최종적으로 수렴된 변위를 이용하여 각 절점의 휨모멘트와 반력을 구하게 된다.

탄성보에 대한 기본적인 미분방정식은 식 (10)과 같다.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Q_x \frac{d^2 y}{dx^2} - p = 0 \quad (10)$$

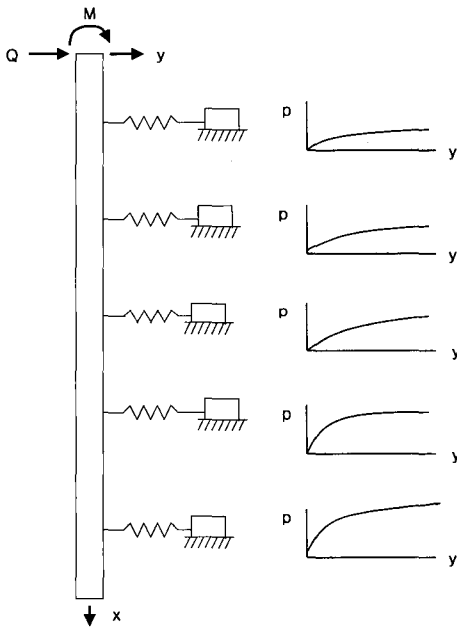


그림 22. 지반과 말뚝과의 관계

여기서,  $p$ 는 말뚝길이당 지반반력  $= -E_s y = (k_h \cdot D)y$ ,  $E_s$ 는 지반계수,  $EI$ 는 말뚝의 휨강성(flexural rigidity),  $Q_x$ 는 말뚝에 작용하는 축방향력, 그리고  $x$ 는 깊이이다.

그리고 그림 23과 같이,  $p$ - $y$  곡선상의 초기접선,  $E_{s(i)}$

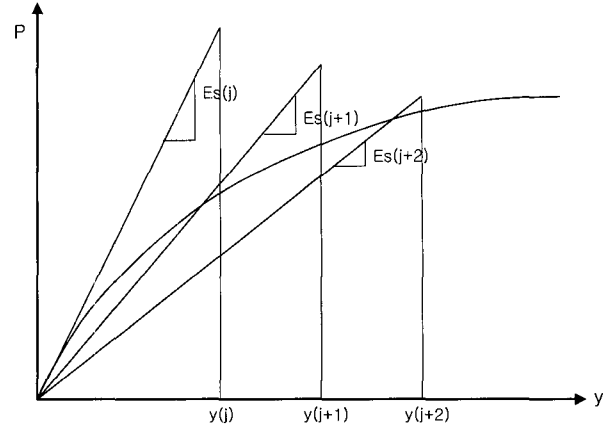


그림 23. 임의의  $i$  절점에 대한  $y_{(i,j)}$ 의 산정

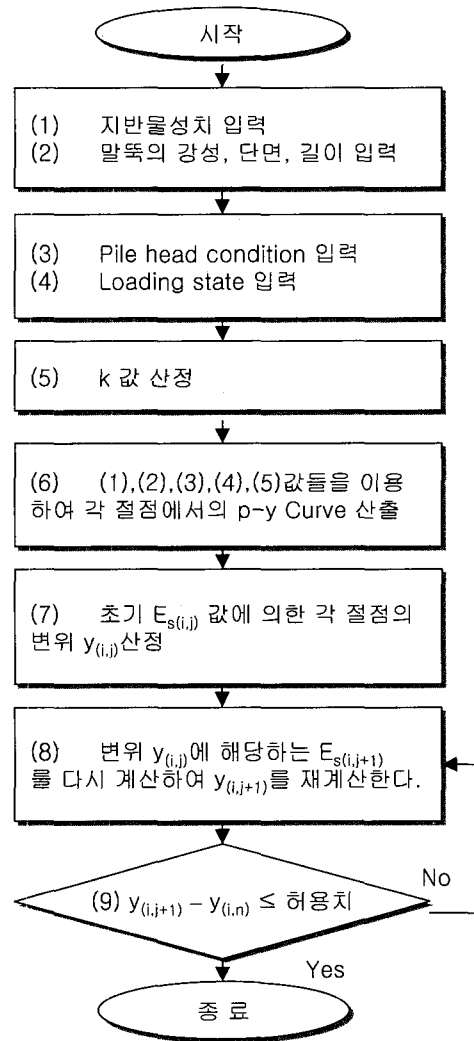


그림 24.  $p$ - $y$  곡선에 의한 수치해석 흐름도

으로부터 식 (10)을 이용하여 초기변위,  $y_{(j)}$ 를 구한 후, 이 변위에 의해 다시 할선계수,  $E_{s(j+1)}$ 를 구하게 되며, 이 할선계수로부터  $y_{(j+1)}$ 를 재산정한다. 이렇게 계산한  $y_{(n)}$ 값은  $y_{(n)} - y_{(n-1)}$ 이 허용범위를 만족할 때까지 반복 계산하여 최종적인 수평변위를 구하게 된다. 전체적인 수치해석 흐름도는 그림 24에 나타나 있다.

전체적인 지배방정식은 식 (10)과 같이 4차 미분방정식이고, 이를 풀기 위해서는 4개의 경계조건이 필요하다. 필요한 말뚝의 경계조건은 다음과 같이 자유단과 고정단으로 구분할 수 있다. 본 교량의 교대 말뚝머리는 말뚝머리 고정조건으로 가정하여 적용하였다.

① 말뚝머리 자유조건(free head condition)

말뚝머리에 수평하중,  $P_t$ 와 휨모멘트,  $M_t$ 가 작용할 경우, 식 (11)과 식 (12)의 경계조건을 말뚝머리에 적용할 수 있다.

$$EI \frac{d^3 y}{dx^3} + Q_x \frac{dy}{dx} = P_t \quad (11)$$

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M_t \quad (12)$$

여기서,  $P_t$  : 말뚝머리에 작용하는 수평하중,  $M_t$  : 말뚝머리에 작용하는 휨모멘트이며 이 경계조건에서는 0이다.

그리고 말뚝선단에서는 말뚝의 길이가 충분히 길어서 말뚝선단의 변위가 발생하지 않는다고 가정하면 전단력과 휨모멘트는 0이 된다. 그러면 다음과 같은 경계조건을 얻을 수 있다.

$$EI \frac{d^3 y}{dx^3} + Q_x \frac{dy}{dx} = 0 \quad (13)$$

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = 0 \quad (14)$$

② 말뚝머리 고정조건(fixed head condition)

말뚝머리가 고정단인 경우, 외력이 수평하중,  $P_t$ 만 작용하게 되고, 말뚝머리에서 경사각이 발생하지 않으므로 식 (15)와 식 (16)과 같은 경계조건을 말뚝머리에 적용할 수 있다.

$$EI \frac{d^3 y}{dx^3} + Q_x \frac{dy}{dx} = P_t \quad (15)$$

$$EI \frac{dy}{dx} = S_t \quad (16)$$

여기서,  $P_t$  : 말뚝머리에 작용하는 수평하중,  $S_t$  : 경사각으로 완전 회전구속조건이므로 그 값은 0이다.

그리고 선단에서의 경계조건은 말뚝머리가 자유일 때와 동일하다.

5.3.2 Reese 등의 p-y 곡선

Reese 등(1974)은 사질토 지반에 직경 24in의 개단 강관말뚝에 대한 현장수평재하시험을 실시하였다. 각 깊이 에 대한 휨모멘트를 측정하고 전체적인 말뚝의 변위 및 지반반력을 산정하여 p-y 곡선을 제시하였다. 표 5와 같이, p-y 곡선은 극한지반반력 값까지의 기울기를 3단계로 제시하였다. 이들의 기울기를 결정하기 위하여 다시 여러 단계의 계산과정을 수행하였다.

5.3.3 Murchison and O'Neill의 p-y 곡선

Parker(1970)는 직경이 작은 말뚝에 대해 p-y 곡선을 제안하였다. Murchison and O'Neill(1984)은 이 식을 수

표 5. Reese et al의 p-y 곡선

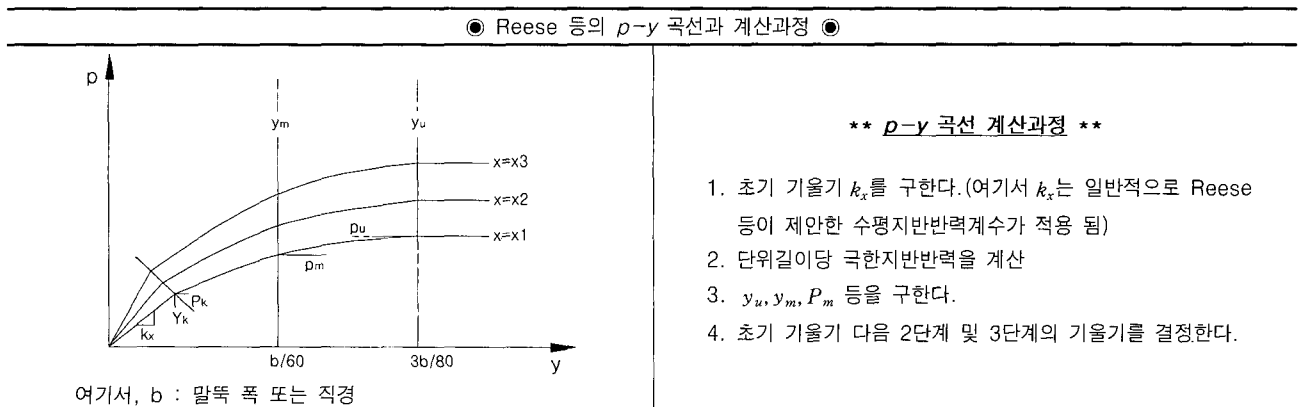
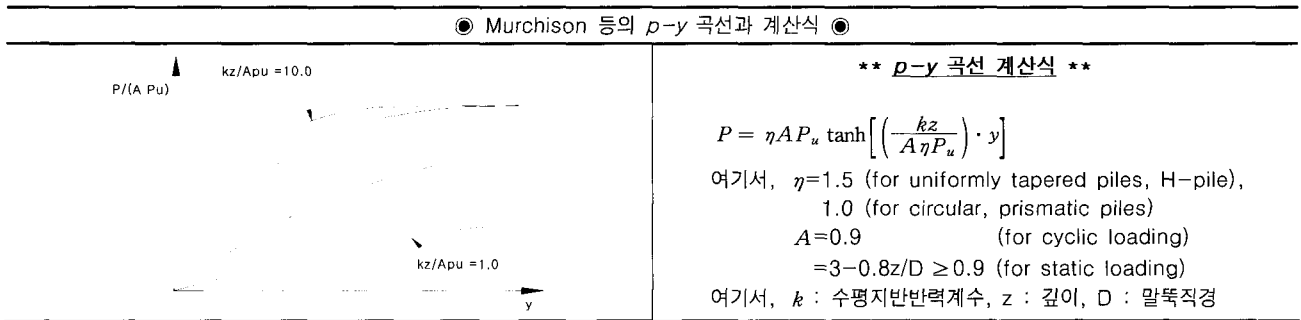


표 6. Murchison and O'Neill의 p-y 곡선



정하여 보다 단순한 형태의 쌍곡선 함수로 p-y 곡선을 제안하였다. 특히 이 곡선은 여러 종류의 말뚝형태와 하중조건을 고려할 수 있는 장점이 있다.

장을 표 8에 나타내었다.

### 6. 말뚝 계측 및 수치해석 결과

#### 5.3.4 Matlock의 p-y 곡선

Matlock(1970)은 직경 12.75in의 강관말뚝을 점토지반에 설치하여 수평재하시험을 실시하였다. 여기서 얻은 결과에서 3차 포물선 형태의 p-y 곡선을 제안하였다. 그리고 Robertson 등(1989)은 Matlock의 p-y 곡선에 사질토지반에서 DMT를 이용하여 극한변위,  $y_c$ 를 결정하는 관계식을 제안하였다.

#### 6.1 말뚝의 수평거동

##### 6.1.1 현장계측 결과

상부슬래브 콘크리트 타설후, 7일간의 양생에 따른 H 말뚝의 수평변위 거동을 알아보기 위하여, 타설하기 2일전(2000년 9월 28일)에, 타설 직후(2000년 9월 30일)에, 그리고 타설후 3일(2000년 10월 3일), 7일(2000년 10월 7일), 59일(2000년 11월 28일)에 말뚝의 축방향 경사각을 측정된 결과는 그림 25(a)에 나타나 있다.

#### 5.3.5 비선형 p-y 곡선의 비교

여기서 적용한 말뚝의 횡방향 비선형 p-y 곡선의 특

그림 25(a)에 의하면, 타설후 59일의 말뚝 축방향 경

표 7. Matlock의 p-y 곡선

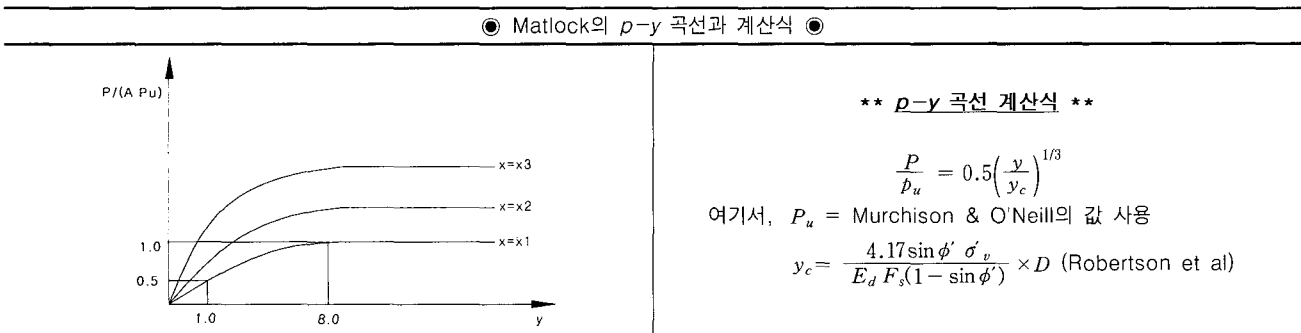


표 8. 비선형 p-y 곡선 비교

p-y 곡선	함수형태	적용된 지반물성	극한변위, $y_c$	비 고
Reese 등	각 단계에 따라 선형, 포물선 함수로 나누어 집	$\phi$ (내부마찰각), $\gamma$ (단위중량)	$3b/80$ 여기서, b=말뚝 폭 또는 직경	-
Murchison & O'Neill	쌍곡선 함수 (hyperbolic function)	$\phi$ (내부마찰각), $\gamma$ (단위중량)	극한지반반력, $P_u$ 에 의해 결정	말뚝종류, 하중조건에 따라 계수가 달라짐
Matlock	3차 포물선 형태의 함수	$\phi$ (내부마찰각), $\gamma$ (단위중량), $E_d$ (dilatometer 계수)	Robertson 등이 제안한 식 적용	-

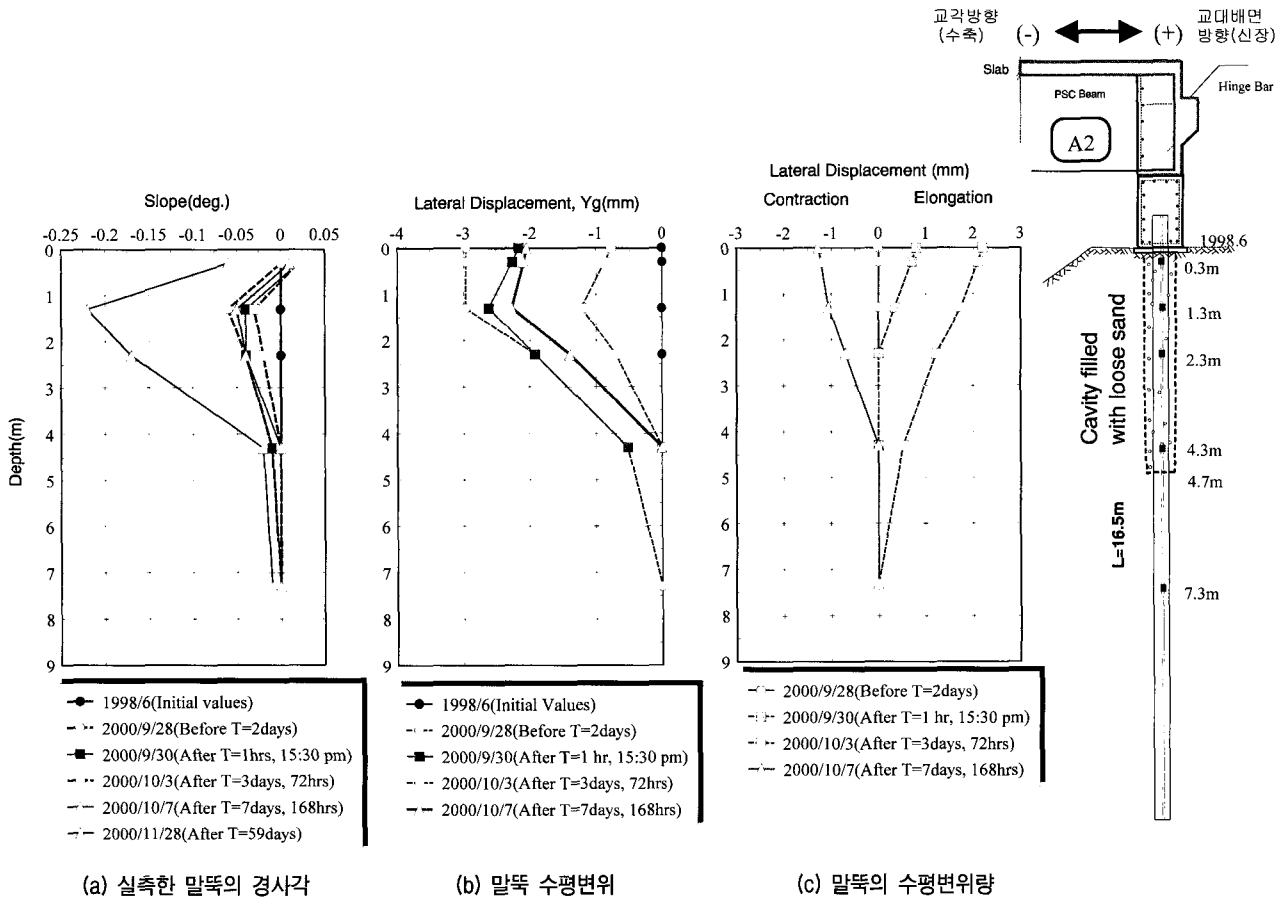


그림 25. 상부슬래브 콘크리트 타설후의 말뚝 수평거동

사각 거동 곡선에서 고정점으로 생각한 난쟁이 교대 기초저면에서 7.3m 위치의 실측 경사각이 수평이동하였다. 이는 콘크리트의 수화열과 건조수축에 의해 발생하는 말뚝의 횡방향 수평거동이 H말뚝의 향타로 인해 발생한 지표면의 함몰부(0~4.7m) 아래 성토 지반까지 영향이 미치지 못하므로 판단된다. 이러한 이유로 구조물 설계에서 사용하는 콘크리트의 재령 28일 압축강도를 기준으로 해석하지 못하고, 재령 7일의 거동을 여기서 논하게 되었다. 하지만 재령 7일 강도는 재령 28일 강도의 70% 정도를 나타낸다(변동균 등, 1987).

그리고 전술한 바와 같이, 말뚝머리 고정조건인 말뚝머리부 회전각은 완전 회전구속조건이므로 0이 되어야 한다. 그러나 그림 25(a)와 같이, 타설후 7일간의 실측한 말뚝머리 경사각은 0.01~0.02도로 회전하였다. 따라서 엄밀히 말하면 본 교량의 교대말뚝은 말뚝머리 고정조건에 가까운 거동을 나타냄을 의미한다. 하지만 이 경사각은 매우 작은 값이기 때문에 본 논문의 말뚝 수치해석은 말뚝머리 고정조건으로 간주하였다.

그리고 그림 25(a)를 말뚝 축방향 수평변위로 나타내

면 그림 25(b)와 같다. 이 그림에서 타설하기 2일전에, 타설 직후에, 그리고 이로부터 3일과 7일 경과후에 난쟁이 교대 기초저면에서 30cm 아래 위치의 H말뚝의 수평변위는 각각 -3, -2.3, -0.9, -2.1mm 이었다. 이를 기초저면의 값으로 연장하면 -3, -2.2, -0.8, -2.0mm이었다. 여기서 - 부호는 교각방향을 나타내고 있다. 이 그림에 의하면, 상부구조물의 신축거동에 따른 말뚝 축방향 수평변위의 변곡점은 기초저면에서 1.3m 위치에서 발생하였다. 이는 전술한 바와 같이, H말뚝의 향타로 인해 발생한 지표면의 함몰부에 채운 모래의 지반조건이 느슨하기 때문에 난쟁이 교대가 말뚝머리 고정단 조건의 형태로 수평이동을 하지 않음을 나타내고 있다.

그리고 그림 25(b)를 2000년 9월 28일의 경사각을 기준으로 말뚝의 수평변위량을 나타내면 그림 25(c)와 같다. 이 그림에 의하면, 타설후 3일까지는 콘크리트의 수화열에 의해 말뚝머리 수평변위량이 2.2mm(3.0-0.8mm) 만큼 교대배면방향으로 신장하였고, 타설후 4일부터 7일과까지는 콘크리트의 건조수축에 의해 말뚝머리 수평변위량이 1.2mm(2.0-0.8mm) 만큼 교각방향으로 수축

하였다. 따라서 본 교량의 교대말뚝은 상부슬래브의 콘 크리트가 양생함에 따라 수평이동하였다.

### 6.1.2 지반 모델링

그림 10과 같이, 약 17m의 성토지반에 H말뚝의 항타로 인해 발생한 지표면 부근의 함몰부를 하나의 토층으로, 함몰부 하부층인 성토지반을 두번째 층으로 지반을 모델링하여 5.3절에 언급한 3가지의 말뚝 비선형  $p-y$  모델 해석을 수행하였다.

그리고 난쟁이 교대말뚝의 지반 모델링에 대한 신뢰도를 확인하기 위하여, 말뚝 본당 연직방향의 설계하중인 76tonf을 일정하게 작용시킨 상태에서 수평하중을 단계적으로 증가시키면서 Reese의 비선형  $p-y$  모델 해석을 수행하였다. 이렇게 구한 경사각이 그림 25(a)의 실측한 경사각과 일치할 때, 말뚝의 최대수평변위와 최대 휨응력을 그림 26과 같이 작도하였다.

그림 26에서 Reese1~3은 표 1과 같이, 첫번째 토층의 물성치를 일정하게 둔 상태에서 두번째 토층의 내부마찰각을 각각 38, 36, 33도로 수치해석한 것이다. 이 그림에 의하면, 수평하중 증가함에 따라 말뚝의 최대수평

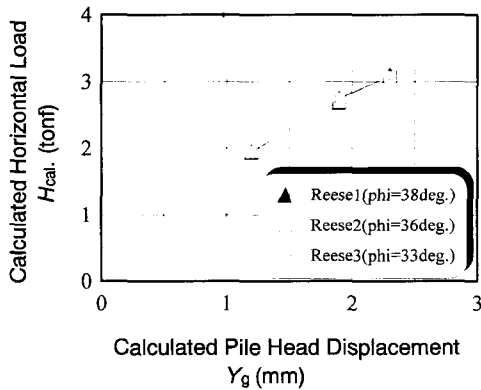
변위와 최대휨응력 거동은 두번째 토층의 물성치 변화와는 무관하게 동일한 거동을 보였다.

그리고 첫번째 토층인 모래의 물성치 변화에 따른 말뚝의 횡방향 거동을 알아보기 위하여, 표 9와 같은 물성치를 가정하여 전술한 방법과 같이 Reese의 비선형  $p-y$  모델 해석으로 구한 결과는 그림 27에 나타나 있다. 여기서 사용한 모래의 내부마찰각은 식 (4)를, 수평지반반력계수는 그림 20을 이용하였다.

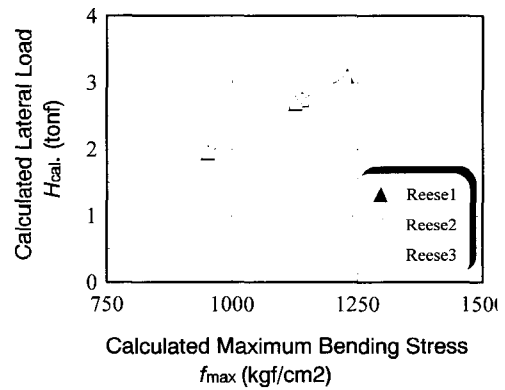
그림 27에 의하면, 표 9와 같이 두번째 토층인 성토지반의 물성치를 일정하게 둔 상태에서 첫번째 토층인 모래층의 지반조건이 느슨하면 할수록 말뚝의 최대수평변위와 최대휨응력은 크게 나타났다.

이상의 결과에 의하면, 상부토층인 함몰부의 지반조건이 하부토층인 성토 지반조건보다 좋지 않을 경우, 말뚝의 횡방향 거동은 상부토층의 지반조건에 큰 영향을 받음을 알 수 있다.

따라서 본 논문에서는 표 1과 같이, 상부 토층인 모래층의 내부마찰각을 일정하게 둔 상태에서 아래층인 성토지반의 물성치 중에서 가장 작은 내부마찰각인 33도를 사용하여 수치해석을 수행하였다.



(a) 수평하중- 최대수평변위 거동



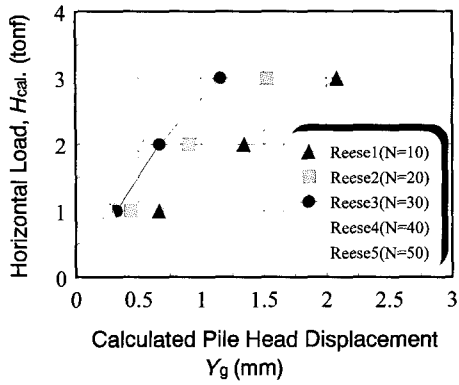
(b) 수평하중-최대휨모멘트 거동

그림 26. Reese의 비선형  $p-y$  모델 해석

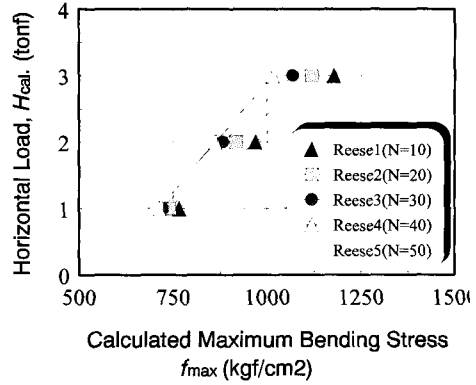
표 9. 가정한 지표면 함몰부에 채운 모래와 성토지반의 물성치

구분	말뚝길이 L (m)	현장시험 종류	가정한 N값	내부마찰각 $\phi$ (deg.)	수평지반반력계수 $k_n$ (tonf/m <sup>3</sup> )
1층 (함몰부에 채운 모래)	4.7	SPT	N=10	30.1	1,384
		SPT	N=20	32.9	2,768
		SPT	N=30	35.6	4567.2
		SPT	N=40	38.2	6,089
		SPT	N=50	40.8	7,612
2층 (성토 지반)	11.8	SPT	N=50	40.8	7,612





(a) 수평하중-최대수평변위 거동



(b) 수평하중-최대휨모멘트 거동

그림 27. 함몰부 모래층의 물성치 변화에 따른 말뚝거동

### 6.1.3 해석 결과

그림 28은 말뚝머리 수평하중을 증가시키면서 말뚝의 3가지 횡방향 비선형  $p-y$  모델 해석별로 구한 경사각이 실측한 경사각과 가장 근접할 때를 나타낸 것이다.

그림 28의 경사각을 수평변위 거동곡선과 그림 25(b)의 실측한 수평변위 거동곡선과 같이 나타내면 그림 29와 같다.

그림 17과 그림 29에 의하면, 완전 일체식 교대 교량의 상부슬래브 콘크리트 타설후 7일간의 재령일에 따른 말뚝의 최대수평변위,  $Y_g$  거동을 알아보기 위하여, 실측

한 값과 HACOM 프로그램 결과, 그리고 말뚝의 3가지 비선형  $p-y$  모델로 수치해석한 결과를 그림 30과 표 10에 나타내었다. 여기서 HACOM(1)은 그림 17에서 콘크리트 타설후 3일 경과와 4일~7일 사이의 상부구조물 수평변위를 나타내고 있고, HACOM(2)는 그림 17의 최대점인 콘크리트 타설후 20시간 경과를 기준으로 수평변위를 나타낸 것이다.

그림 30에 의하면, 콘크리트 재령에 따른 말뚝머리 수평하중과 최대수평변위 거동은 말뚝의 비선형  $p-y$  모델해석 방법에 따라 약간의 수평변위 크기 차이를 보이

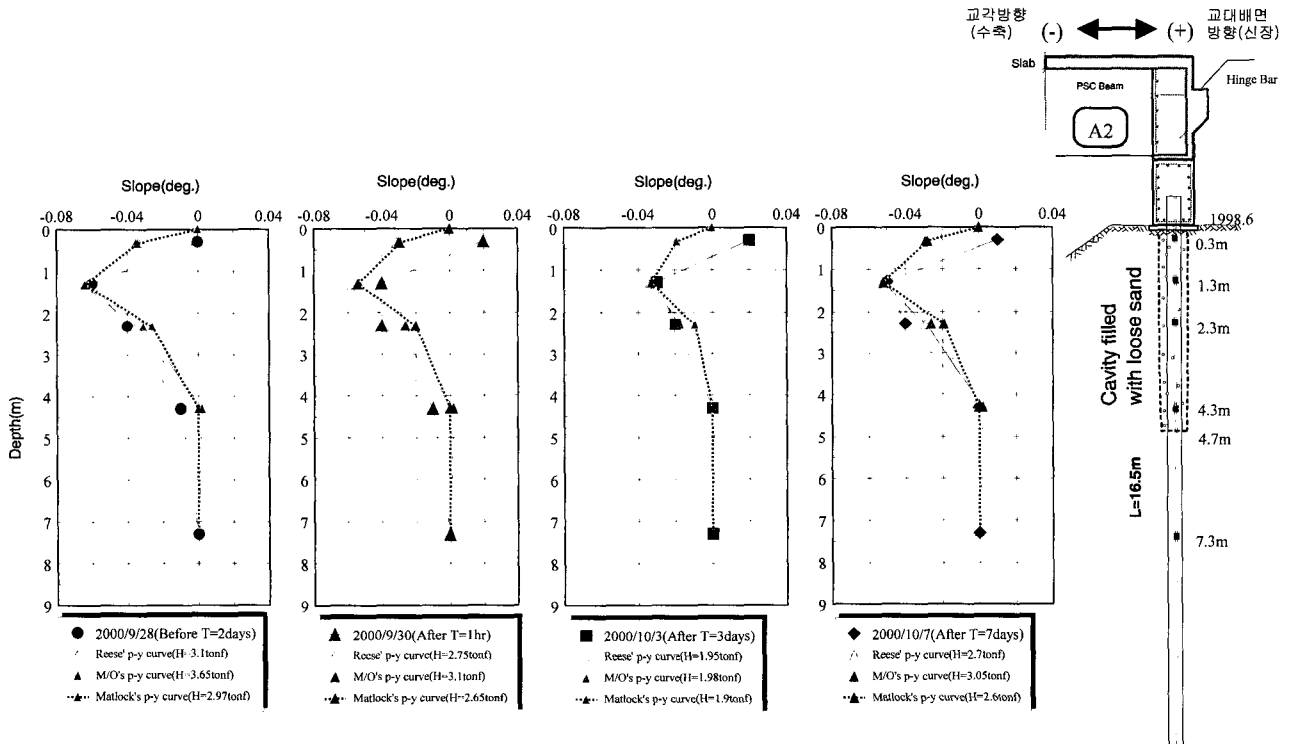


그림 28. H말뚝의 축방향 경사각 거동 비교

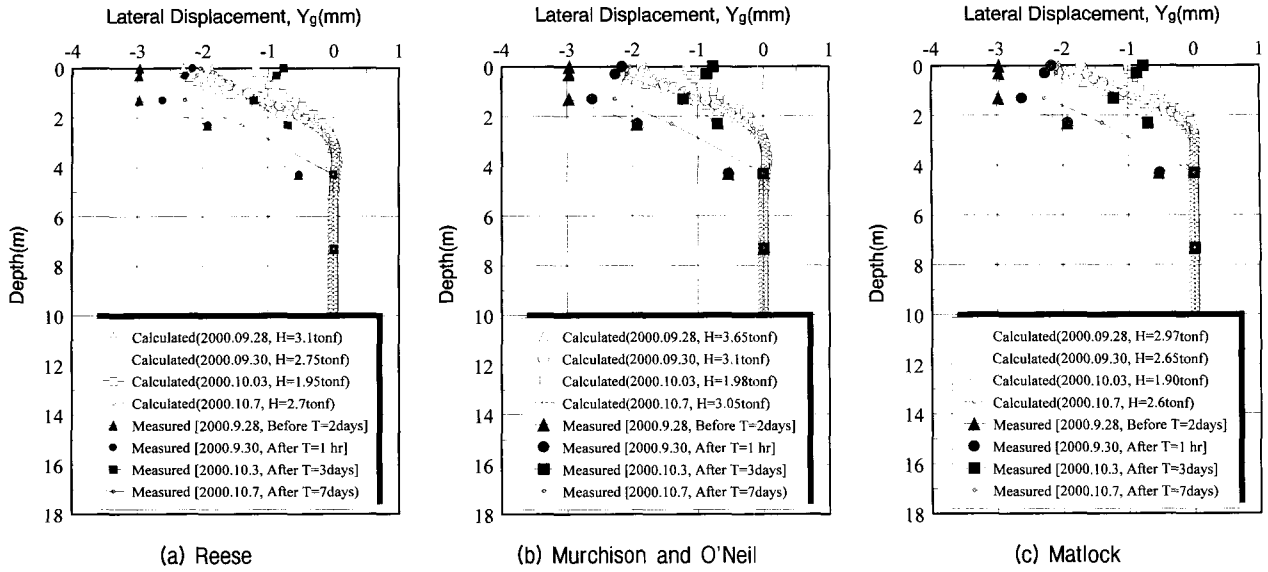


그림 29. H말뚝 축방향 수평변위 거동

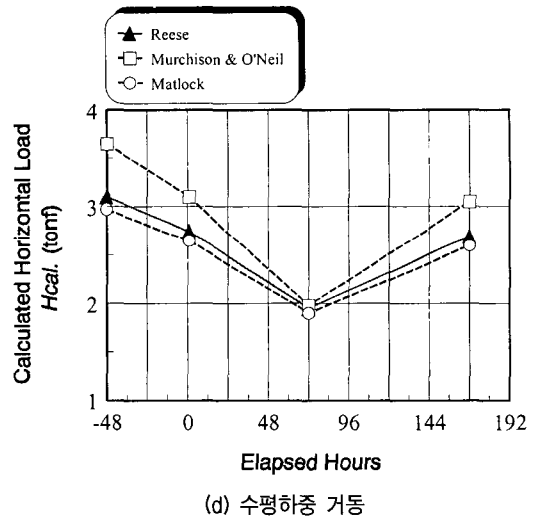
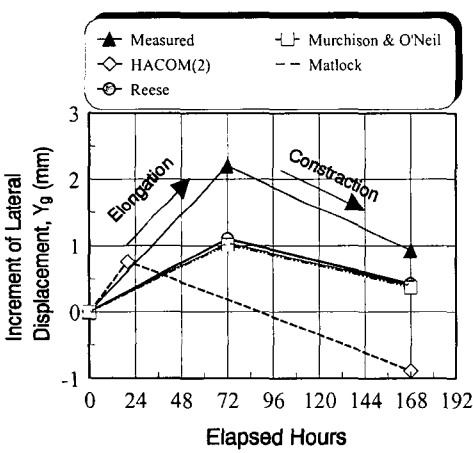
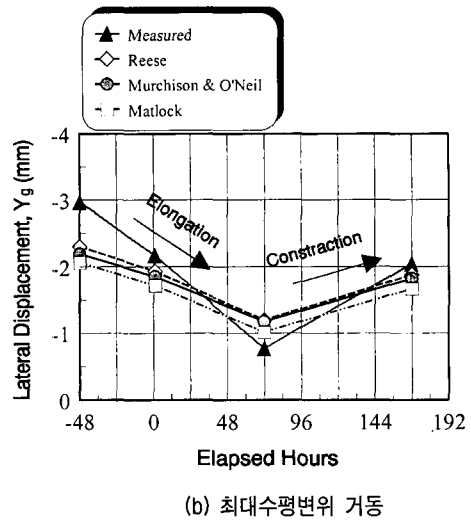
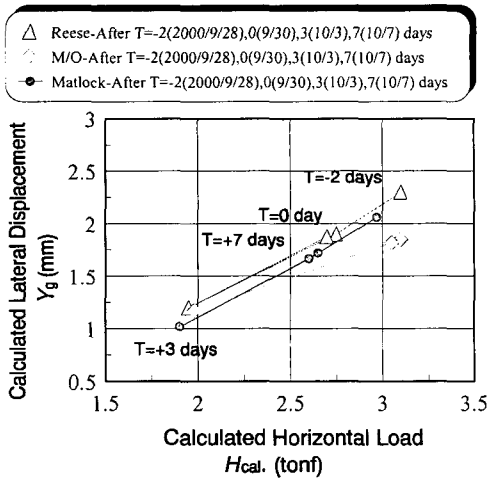


그림 30. 콘크리트 타설후 7일간의 양생에 따른 H말뚝의 수평변위 거동

표 10. 시간경과에 따른 상부구조물의 수평이동량(Δδ<sub>h</sub>)(mm)

시간 (hours)	실측한 말뚝 머리수평 변위량	HACOM 프로그램 상부구조물 수평변위량		말뚝 비선형 p-y 모델해석			비고
		HACOM(1)	HACOM(2)	Reese	Murchison and O'Neil	Matlock	
0~3일 (72시간)	2.2	0.04	0.76 (20시간경과)	1.1	1.0	1.05	신장량
4일~7일 (73~168시간)	1.4	0.84	1.65 (21시간~7일)	0.7	0.65	0.65	수축량

지만, 각 해석 방법마다 선형으로 신장과 수축거동을 보였다.

그리고 표 10에 의하면, 실측한 경사각으로 환산한 말뚝의 수평변위, 수화열 및 건조수축 전용프로그램인 HACOM(2), 그리고 말뚝의 3가지 비선형 p-y 모델로 구한 상부구조물의 신장시 최대수평변위, Y<sub>g</sub>는 각각 2.2mm, 0.76mm, 1.0~1.1mm 이었고, 수축시에는 각각 1.4mm, 1.65mm, 0.65~0.7mm 이었다.

그러나 실측한 말뚝의 최대수평변위는 말뚝의 비선형 수치해석에서 구한 값 보다 약 2배 정도 크게 산출되었다. 이는 그림 28과 같이, 말뚝의 비선형 수치해석에서 구한 경사각이 기초저면에서 1.3m 깊이까지 실측한 경사각을 완전히 모사하지 못하기 때문으로 판단된다.

그리고 HACOM 프로그램으로 구한 상부구조물의 수평변위는 실측한 말뚝머리 수평변위와는 1~3배 정도

작게 산출되었는데, 이는 실제 시공한 콘크리트의 물성치와 수치해석에서 사용한 콘크리트 물성치 차이, 콘크리트 타설시의 외부환경(온도 및 풍속 등), 2차원 모델링, 경계조건 등의 요인으로 판단된다.

또한 상부구조물의 신장과 수축 거동시 발생하는 말뚝의 수평력, H<sub>cal</sub>은 말뚝의 비선형 p-y 모델해석 방법에 따라 약간의 크기 차이를 보이지만, 각각 교대배면방향으로 1.07~1.67tonf 이, 교대방향으로 0.7~1.07tonf 이 작용하였다.

## 6.2 말뚝 휨응력 거동

### 6.2.1 수치해석 결과

그림 28과 같이, 말뚝의 3가지 횡방향 비선형 p-y 모델 해석별로 수평하중을 증가시키면서 구한 경사각이 실측한 16번 말뚝의 경사각과 일치할 때, H<sub>말뚝</sub>의

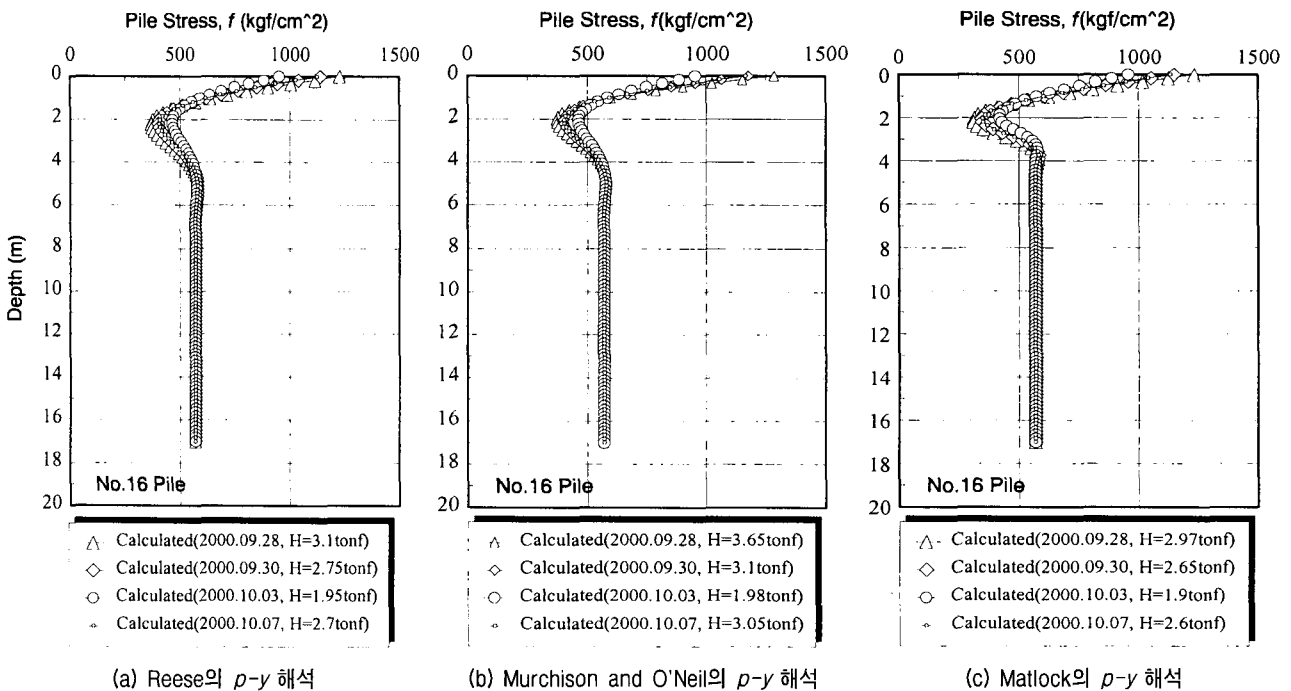
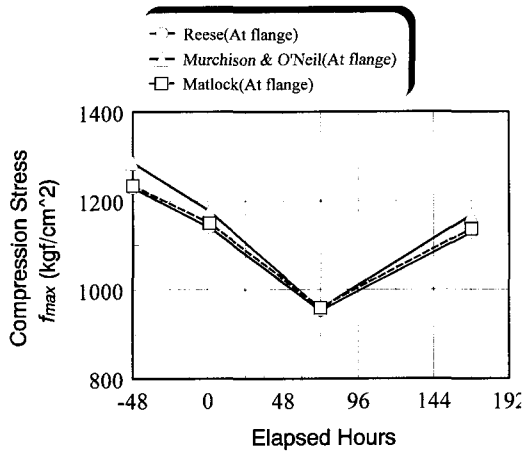
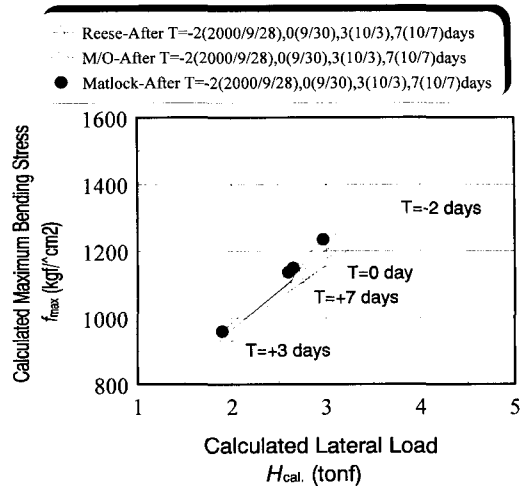


그림 31. 수치해석으로 구한 16번 말뚝의 휨응력 분포도



(a) 최대휨응력 거동



(b) 수평하중과 최대휨응력 거동

그림 32. 상부슬래브 콘크리트의 경화에 따른 말뚝의 휨응력 거동

플랜지부분에 대한 휨응력 거동은 그림 31에 나타나 있다.

그림 31에서 구한 말뚝머리부의 최대휨응력,  $f_{max}$  크기는 말뚝의 비선형  $p-y$  해석별로 약간의 크기 차이를 보이고 있지만 1,128~1,229kgf/cm<sup>2</sup> 이었다.

그리고 그림 31에서 수평하중과 시간경과에 따른  $H$  말뚝의 최대휨응력 거동을 말뚝의 비선형  $p-y$  해석별로 나타내면 그림 32와 같다.

그림 31과 그림 32에 의하면, 말뚝의 최대휨응력,  $f_{max}$ 은 말뚝의 비선형  $p-y$  모델해석 방법에 따라 약간의 크기 차이를 보이지만, 상부슬래브 콘크리트의 수화열과 건조수축의 영향을 나타내면서 선형적인 거동을 보였다.

### 6.2.2 해석 결과

교대 뒷채움을 설치되지 않은 상태에서 상부슬래브 콘크리트 타설한 후, 7일간의 양생에 따른 실측한  $H$  말뚝의 휨응력 거동은 그림 10(a), 그림 11(a), 그림 12(a)와 같다. 이 그림에서 상부슬래브 콘크리트 타설하기 2일전인 2000년 9월 28일의 말뚝 축방향 휨응력은 1차 교대 위에 거치된 PSC 빔의 자중에 의해 발생한 분포일 것으로 판단된다. 이 분포의 휨응력 크기는 -1,000~1,300(kgf/cm<sup>2</sup>)로 불규칙하게 나타나고 있는데, 이는 그림 28과 같이, 교대 배면 토압이 작용하지 않기 때문으로 판단된다. 그래서 완전 일체식 교량의 교대 뒷채움 재료의 시공은 한 방향의 교대로 편토압이 발생하지 않도록 양 교대 배면에서 동시에 동일한 조건과 높이로

다짐을 하여야 한다.

그리고 웹과 플랜지에서 실측한  $H$  말뚝의 휨응력은 그림 31과 그림 32와 같이, 양생시간에 따른 분명한 거동과 말뚝머리 고정단 조건의 양상을 나타내지 않고 있다. 이는 전술한 바와 같이 교대 뒷채움 재료의 비구속 효과와 완전한 말뚝머리 구속조건이 아니기 때문으로 판단된다.

그리고  $H$  말뚝의 웹과 플랜지에서 실측한 휨응력 거동인 그림 10(a), 그림 11(a), 그림 12(a)를 2000년 9월 28일의 휨응력을 기준으로 휨응력 증분량을 나타내면 그림 10(b), 그림 11(b), 그림 12(b)와 같다. 동일한 방법으로 그림 31을 수치해석에 의한 말뚝의 휨응력 증분량으로 나타내면 그림 33과 같다.

이 그림에 의하면, 콘크리트 타설후 7일간의 콘크리트 양생에 따른 실측한 말뚝 축방향 휨응력 거동은 그림 33과 같이, 말뚝머리 회전구속과 같은 거동을 보이지 않고, 연직하중에 의해 발생하는 축방향 하중전이 거동과 같은 양상을 보였다. 또한 콘크리트 재령일에 따른 실측한 말뚝의 휨응력 거동은 수치해석한 거동과 달리 뚜렷한 양상을 보이지 않았다.

그리고 그림 33에서 수치해석으로 얻은 최대휨응력 증분량의 크기는 약 300(kgf/cm<sup>2</sup>)이었다. 이 크기는  $H$  말뚝의 부착위치(웹과 플랜지)와는 무관하게 실측한 값보다 약 2배 크게 발생하였다. 이는 전술한 바와 같이 교대 뒷채움 재료의 비구속 효과와 완전한 말뚝머리 구속조건이 아니기 때문으로 판단된다.

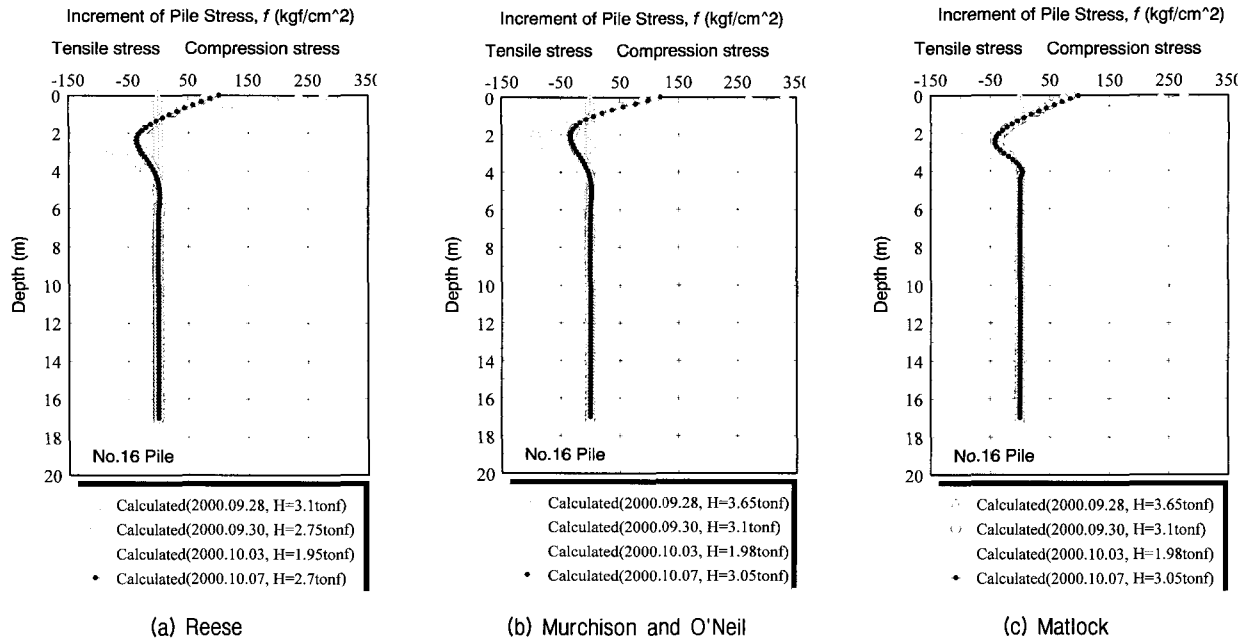


그림 33. 말뚝의 휨응력 증분 거동

### 6.3 휨모멘트 거동

그림 28과 같이, 말뚝의 3가지 비선형  $p-y$  해석별로 수평하중을 증가시키면서 구한 경사각이 실측한 경사각과 일치할 때, 수치해석에서 구한 말뚝머리 수평하중과 말뚝본체의 휨모멘트 거동은 그림 34에 나타나 있다.

그림 34에서 상부슬래브 콘크리트 타설후, 7일간의 말뚝머리 수평하중에 대한 말뚝본체의 최대휨모멘트를 말뚝의 3가지 비선형  $p-y$  수치해석별로 나타내면 그림

35와 같다.

그림 35(a)에 의하면, 상부슬래브 콘크리트 타설후 7일간의 양생기간에 대하여 말뚝의 3가지 비선형  $p-y$  모델해석에서 구한 말뚝머리 수평하중과 말뚝본체의 최대휨모멘트는 말뚝의 최대수평변위와 최대휨응력 거동과 같이, 선형적인 거동을 보였다.

또한 그림 35(b)에 의하면, 상부슬래브 콘크리트 타설후 3일간의 상부구조물 신장거동에 대하여 Reese, Murchison and O'Neill, Matlock의 비선형  $p-y$  모델해석

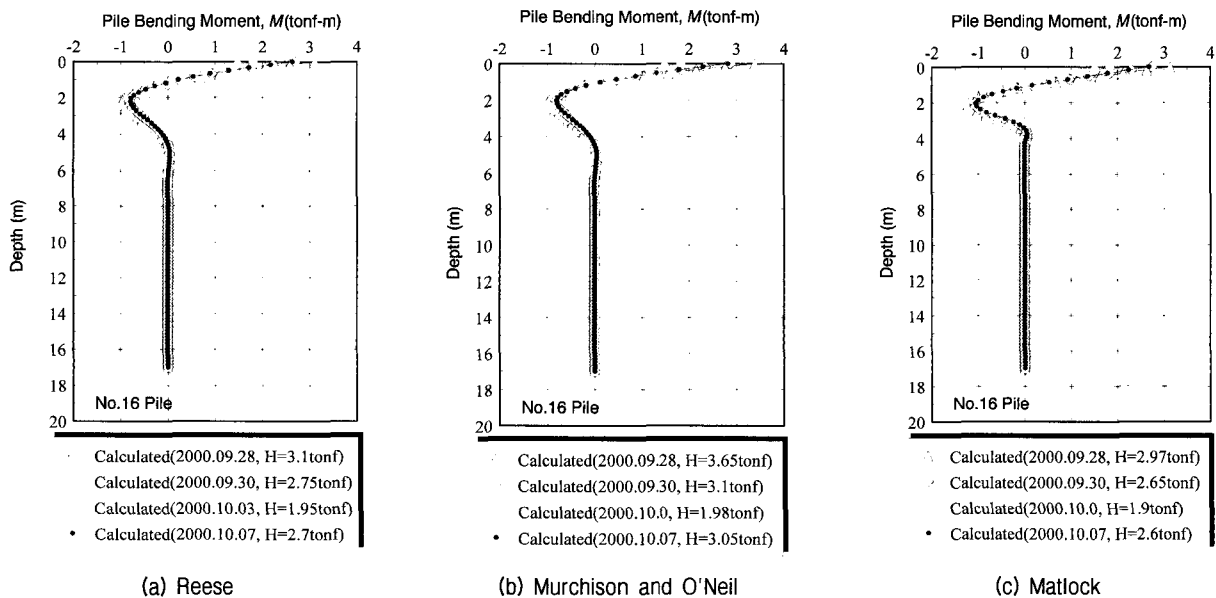
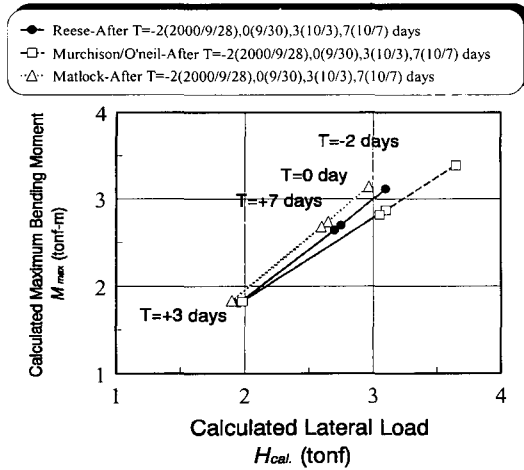
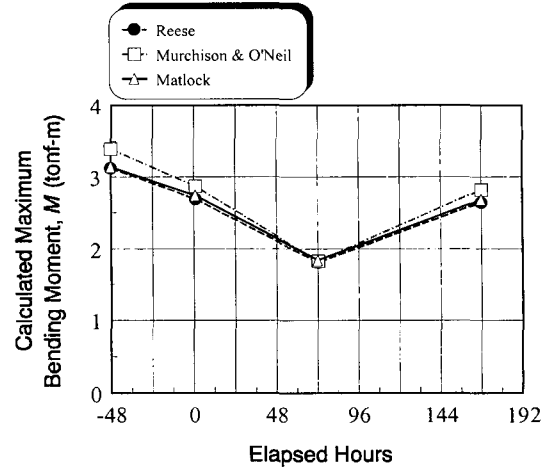


그림 34. 말뚝의 휨모멘트 거동



(a) 수평하중에 따른 최대휨모멘트 거동



(b) 최대휨모멘트 거동

그림 35. 타설후 7일간의 말뚝 휨모멘트 거동

으로 구한  $H_{\text{말뚝}}$ 의 휨모멘트는 1.31, 1.56, 1.3tonf-m 만큼 감소하고, 상부슬래브 콘크리트 타설후 4일에서 7일 까지의 상부구조물 수축거동에 대한 말뚝의 휨모멘트는 0.83, 0.99, 0.84tonf-m 만큼 증가하는 경향을 보였다.

## 7. 결론

교축방향에 대해 사각 60도인 90m 3경간 연속 완전 일체식 교대교량의 상부슬래브 콘크리트 타설 후 7일간의 콘크리트 양생에 따른 교대  $H_{\text{말뚝}}$ 의 수평거동을 알아보기 위하여,  $H_{\text{말뚝}}$  축방향으로 매설형 경사계와 변형률계를 설치하여 계측을 실시하였다. 이때 계측 결과를 수화열 및 건조수축 전용프로그램인 HACOM의 해석결과와 말뚝의 3가지 횡방향 비선형  $p-y$  모델해석(Reese, Murchison and O'Neill, Matlock) 거동에 비교한 결과는 다음과 같다.

- (1)  $H_{\text{말뚝}}$ 의 축방향으로 부착한 매설형 경사계를 실측한 결과, 말뚝머리 경사각은 0.01~0.02도 이었다. 이는 본 교량의 교대말뚝은 완전한 말뚝머리 고정조건의 거동이 아니라 이와 매우 유사하게 거동함을 나타내고 있다.
- (2) 상부구조물의 신축거동에 따른 실측한 말뚝의 축방향 수평변위 변곡점은 난쟁이 교대 기초저면에서 1.3m 위치에서 발생하였다. 이는  $H_{\text{말뚝}}$ 의 향타로 인해 발생된 지표면 함몰부에 채운 모래의 지반조건이 느슨하기 때문에 난쟁이 교대가 말뚝머리 고정단 조건의 형태로 수평이동을 하지 않음을 나타내고 있다.

- (3) 실측한 교대말뚝의 수평변위, 말뚝의 3가지 비선형  $p-y$  모델해석, 그리고 수화열 및 건조수축 전용프로그램인 HACOM으로 수치해석한 결과, 상부슬래브 콘크리트가 양생되면서 발생하는 수화열과 건조수축에 의해 말뚝의 수평하중, 최대수평변위, 최대휨모멘트는 각각 선형적으로 신장과 수축거동을 보였다. 그리고 상부구조물의 신장시 최대수평변위,  $Y_g$ 는 각각 2.2mm, 1.0~1.1mm, 0.76mm 이었고, 수축시에는 각각 1.4mm, 0.65~0.7mm, 1.65mm 이었다.
- (4) 상부슬래브의 콘크리트 타설한 후 3일 경과까지 말뚝의 3가지 비선형  $p-y$  모델해석으로 구한  $H_{\text{말뚝}}$ 의 최대수평하중,  $H_{\text{cal}}$ 은 말뚝의 비선형  $p-y$  모델해석 방법에 따라 약간의 크기 차이를 보이지만 교대배면방향으로 1.07~1.67tonf 이, 상부슬래브 콘크리트 타설 후 4일에서 7일까지 상부구조물 수축시에는 0.7~1.07tonf 이 작용하였다.
- (5) 실측한 교대말뚝 축방향 휨응력 거동은 말뚝머리 회전구속과 같은 거동을 보이지 않고, 연직하중에 의해 발생하는 말뚝 축방향 하중전이 거동과 같은 양상을 보였다. 또한 상부슬래브 콘크리트 재령일에 따른 실측한 말뚝의 휨응력 거동은 수치해석한 거동과 달리 뚜렷한 양상을 보이지 않았다. 이는 교대 뒷채움 재료의 비구속 상태와 완전한 말뚝머리 구속조건이 아니기 때문으로 판단된다.
- (6) 상부슬래브 콘크리트 타설후 7일 동안, 말뚝의 비선형 수치해석으로 얻은 최대휨응력 증분량의 크기는 약  $300(\text{kgf}/\text{cm}^2)$  이었고,  $H_{\text{말뚝}}$ 의 부착위치(웹과 플랜지)와는 무관하게 실측한 값보다 약 2배 크게 발

생하였다. 이는 교대 뒷채움 재료의 비구속 상태와 완전한 말뚝머리 구속조건이 아니기 때문에 판단된다.

- (7) 상부슬래브의 콘크리트 타설한 후 3일 경과까지는 말뚝의 3가지 비선형  $p-y$  모델해석으로 구한 최대휨 모멘트,  $M$ 는 1.3~1.56tonf-m 만큼 감소하였고, 타설후 4일에서 7일까지의 상부구조물 수축시에는 0.83~0.99tonf-m 만큼 증가하였다.

## 감사의 글

이 논문은 한국도로공사-동아건설(주)가 협동 연구한 "무조인트 교량의 실용화 연구" 결과로 연구 참여자 여러분께 감사드립니다.

## 참고 문헌

1. 김용필, 정경완, 송용선(1997), *지반공학시험법 및 응용*, 세진사, 서울, pp.487-495.
2. 박영호(1996), *지반-레도차량의 상호작용에 관한 연구*, 박사학위 논문, 서울대학교, pp.73-97.
3. 박영호(2000), "강관말뚝의 볼트식 머리 보강 최적화 설계법과 프로그램 개발", 대한토목학회지, 제20권 제3-C호, pp.291-303.
4. 박영호, 정현식, 이영생, 정경자(2001), "일체식 교대에 사용된 타입 H-말뚝의 횡방향 지지거동", 대한토목학회지, 제21권 제3-C호, pp.207-223.
5. 변동균, 신현목, 문계길(1987), *철근콘크리트*, 동명사, 서울, p.8.
6. Ahn, T.S., and Kim, J.C.(1997), *Tensile Behavior of Reinforced Concrete Member due to Restrained Shrinkage*, Highway Research Center Research Report No.97-59-36, Kyonggido, pp.5-6, pp.64-66.
7. Al-Khafaji, A.W. and Andersland, O.B.(1992), *Geotechnical Engineering and Soil Testing*, HBJ College Publishers, Florida, pp. 450-550.
8. Baldi, G., Bellotti, R., Rhienna, V., Jamielkowski, M., Marchetti, S., and Pasqualini, E.(1986), "Flat Dilatometer Test in Calibration Chambers", *Proc. of In Situ'86 ASCE Specialty Conference on Use of In Situ Tests and Geotechnical Engineering*, Virginia Tech, Blacksburg, Virginia, pp.431-446.
9. Broch, E. and Franklin, J.A.(1972), "The Point-Load Strength Test", *International Journal of Rock Mechanics and Mining Science and Geomechanics Abstracts*, Vol.9, pp.669-697.
10. Campanella, R.G. and Robertson, P.K.(1991), "Use and Interpretation of a Research Dilatometer", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.28, pp.113-126.
11. Gabr, M.A. and Borden, R.H.(1988), "Analysis of Load Deflection Response of Laterally Loaded Piers Using DMT", *Proceedings of the 1st International Conference on Penetration Testing*, ISOPT-1, Orlando, Florida, Vol.1, pp.513-520.
12. Georgiadis, M.(1983), "Development of  $p-y$  Curves for Layered Soils", *Proceedings, Geotechnical Practice in Offshore Engineering*, ASCE, April, pp.536-545.
13. Kim, K.H., Chang, T.S., Shin, J.W. and Choi, K.H.(1997), *A Study on the Development of Crack due to Hydration Heat in Mass Concrete*, Highway Research Center Research Report No.99-47-25, Kyonggido, pp.5-6.
14. Kulhawy, F.H., Mayne, P.W.(1990), *Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design*, Final Report(EL-6800) submitted to Electric Power Research Institute(EPRI), Palo Alto, Calif, Quoted by Das. B.M.(16), pp.653-654.
15. Liao, S. and Whitman, R.V.(1986), "Overburden Correction Factor for SPT in Sand", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.112, No.3 pp.373-377.
16. Marchetti S.(1985), *On the Field Determination of in sand*, Discussion Session No.2A, Proc. 11th ICSMFE, S.Francisco, Vol.5, pp.2667-2673.
17. Matlock, H.(1970), "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", *Proceeding Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Paper OTC 1204, pp.577-594.
18. Meyer, B.J. and Reese, L.C.(1979), *Analysis of Single Piles Under Lateral Loading*, Research Report No.244-1, Center for Transportation Research, The University of Texas, Austin, Texas, pp.70-112.
19. Murchison, J.M. and O'Neill, M.W.(1984), "Evaluation of  $p-y$  Relationships in Cohesionless Soils", *Proceedings of ASCE Symposium on Analysis and Design of Pile Foundations*, pp.174-191.
20. Peck, R.B., Hanson, W.E., and Thornburn, T.H.(1974), *Foundation Engineering*, Second Ed., Wiley, New York, pp.656-657.
21. Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D.(1974), "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand", *Proceedings Offshore Technology Conference*, Houston, Texas, Paper No.OTC 2080, pp.473-483.
22. Robertson, P.K. and Campanella, R.G.(1983), "Interpretation of Cone Penetration Tests. Part 1: Sand", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.20, No.4, pp.718-733.
23. Seed, H.B., Arango, I., and Chan, C.K.(1979), *Evaluation of Soil Liquefaction Potential During Earthquakes*, Report No.EERC75-28, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, pp.655-658.
24. Skempton, A.W.(1986), "Standard Penetration Test Procedures and the Effect in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation", *Geotechnique*, Vol.36, No.3, pp.425-447.
25. Faraji, S.(1999), *Design and Construction of Integral Abutment Bridges*, Seminar Notes Sponsored by the Geotechnical and Structural Groups of the Boston Society of Civil Engineers Section/ASCE, pp.1-18.
26. Wolff, T.F.(1989), "Pile Capacity Prediction Using Parameter Functions in Predicted and Observed Axial behavior of Piles", Results of a Pile Prediction Symposium, sponsored by *Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Evanston, Ill., June, ASCE Geotechnical Special Publication No.23, pp.96-106.
27. 淺間達雄, 足立義雄(1972), *くい頭部とフォーチングの結合部の設計*, 道路局企劃課長通達の解説, pp.76-84.

(접수일자 2003. 6. 10, 심사완료일 2003. 12. 6)