

암반에 설치된 송전철탑 심형기초의 주면마찰력 평가

Side Friction of Deep Foundation for Transmission Tower in Rock

김 대 홍¹ Kim, Dae-Hong

이 대 수² Lee, Dae-Soo

천 병 식³ Chun, Byung-Sik

김 병 홍⁴ Kim, Byung-Hong

Abstract

Six prototype field tests (five 1/8 and one 1/2 scale tests) have been conducted in order to determine the uplift resistance of deep foundation for transmission line structures. Test sites, located in the city of Eumseng in Choongbuk province, are classified as gneiss. These test results reveal failures not along the foundation-rock interface but either along the damaged surrounding rock mass caused by excavation or along the pre-existing rock joint. Test results also show the uplift resistance which is 20~30% higher than the current design strength of side friction. In addition to field tests, four concrete core samples between the liner plate and the surrounding rock mass have been obtained from the existing transmission foundations to study the effect of the liner plate which is installed prior to placing concrete. The compressive strength of these concrete core samples shows 63~72% of the strength at the time of foundation construction. Side frictional resistance based on such less compacted concrete reaches satisfying uplift design strength.

요 지

본 논문에서는 송전철탑 심형기초의 주면마찰력을 평가하고자 충북 음성지역의 편마암에 대해 총 6회(1/8규모 5회, 1/2규모 1회) 현장시험을 실시하였다. 시험결과 파괴형태는 기초체와 암반의 마찰파괴가 아닌 굴착으로 인한 손상된 주변암반 및 기존암반의 절리상태에 지배되는 것으로 나타났으며, 주면마찰력 평가결과 기존의 송전철탑 심형기초에 적용하고 있는 값보다 약 20~30% 증가되는 것을 확인할 수 있었다. 또한 기초타설시 사용되는 라이너플레이트의 영향을 살펴보고자 기존 철탑 기초에 대해 시추조사를 4회 실시하였다. 라이너플레이트 배면콘크리트의 압축강도는 타설시 설계강도의 63~72%였으며, 주면마찰력의 설계기준치를 만족하는 것으로 나타났다.

Keywords : Deep foundation, Rock mass, Side friction, Transmission tower foundation, Uplift capacity

1. 서 론

송전철탑의 가장 큰 특징은 일반 교량이나 건축구조물과는 달리 자중(dead load)에 비해 활하중(live load)이 크다는데 있다. 이들 활하중은 우리나라에서 흔히 사용

하고 있는 사각철탑(lattice tower)의 기초에 인발하중으로 작용하게 되며, 설계를 지배하는 요소가 된다. 기존의 송전철탑 기초로는 주로 역T형 기초(pad-and-pier footing)를 사용하여 왔는데, 인발저항 메커니즘이 주로 기초의 자중이 저항하는 개념이므로 인발하중이 커지

1 정회원, 한국전력공사 전력연구원 선임연구원 (Member, KEPRI/KEPCO, dhkim@kepco.co.kr, 교신저자)

2 정회원, 한국전력공사 전력연구원 책임연구원 (Member, KEPRI/KEPCO)

3 정회원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 교수 (Member, Prof. Dept. of Civil Engrg. Hanyang Univ.)

4 정회원, 한양대학교 공과대학 토목공학과 박사과정 (Member, Ph. D. Candidate, Dept. of Civil Engrg. Hanyang Univ.)

* 본 논문에 대한 토의를 원하는 회원은 2007년 10월 31일까지 그 내용을 학회로 보내주시기 바랍니다. 저자의 검토 내용과 함께 논문집에 게재하여 드립니다.

면 기초가 대형화 되고, 점유면적 및 산림훼손 등이 증가되는 문제점이 있다. 더욱이 최근에는 전력수요의 급증으로 발전시설의 건설이 활발히 진행되고 있으나 신규부지선정의 어려움으로 기존발전소들이 단지화 또는 대규모화 되고 있고, 이를 소비지역과 연결하기 위해서는 원거리송전이 필수적이거나 철탑입지조건의 제약으로 인해 대용량의 송전선로 건설이 불가피하게 되었다. 이에 따라 송전선로용 철탑이 강관을 이용한 대형 트러스 구조물로 채택되고, 기초 또한 대형화되어 공사비 증가 및 환경훼손, 과도한 공기소요 등의 문제가 대두됨으로써 사업추진이 어려움에 처해있다. 이를 해결하기 위해 굴착면적을 최소화 할 수 있는 현장타설 심형기초를 도입하여 적용하고 있으나 주된 인발저항기구라 할 수 있는 주면마찰력을 지반의 불확실성으로 인해 보수적으로 적용함으로써 대심도 굴착이 이루어지고 있는 실정이다. 따라서 설계의 정확성을 확보하고 좀더 경제적인 시공을 위해서는 국내 암반특성을 고려한 주면마찰력의 평가가 필수적이다.

심형기초의 주면마찰력을 합리적으로 산정하기 위해서는 현장실증시험을 통해 다양한 암반에 대한 하중조건별 파괴모드의 평가와 이에 대한 지지력의 확인이 필요하다. 송전철탑용 현장타설 심형기초의 경우 파괴메커니즘은 암반과 라이너플레이트 배면 콘크리트와의 마찰저항 또는 굴착시 손상된 주변암반이나 절리의 상태에 영향을 받는 것으로 알려져 있다(김대홍 등, 2003). 또한 이들은 하중크기 및 방향, 암반층 내부의 절리(joints), 단층(faults), 층리(bedding planes)와 같은 불연속면의 유무 및 빈도, 절리방향, 암반 및 배면콘크리트의 압축강도, 이방성, 지하수위 위치 등과 같은 현장조건이 거동에 매우 중요한 영향을 미친다. 따라서 이들의 영향을 고려하여 설계에 반영하기 위해서는 라이너플레이트의 영향과 더불어 지반조건을 충분히 파악하고 하중조건별 파괴모드 및 지지력을 평가하여야 한다.

암반에 근입된 현장타설 기초의 경우 주면마찰력은 많은 영향인자가 있으나 일반적으로 주변암반 및 기초콘크리트의 일축압축강도에 가장 큰 영향을 받는 것으로 알려져 있다(O'Neill 등, 1995). Golder와 Leonard(1954)는 현장타설 말뚝의 주면저항력을 암반 일축압축강도의 25~70% 범위로 제시한 바 있다. 또한 Day(1974)와 Pells 등(1979)은 호주 펠번의 이암과 시드니 사암에 대한 허용부착응력으로 암반압축강도의 5%를 제안하였으며, Thorne(1977)은 주면마찰력과 일축압축강도와의

상관관계를 도식적으로 나타낸 바 있다. Rosenberg와 Joneaux(1976)는 암반의 일축압축강도 크기에 따라 극한 주면마찰력을 암반압축강도의 5~30%로 제시하였다. 또한 다른 많은 연구자들(Gupton 등, 1980; Reese 등, 1988; Reynolds와 Kaderabech, 1980; Rowe와 Armitage; 1984; Williams, 1980)이 풍화암에서 경암에 이르기까지 다양한 암반에 대해 단위면적당 극한주면마찰력을 평가한 결과 5.0~150kgf/cm²로 제시하였으며, Tomlinson 등(1995)은 반복인발하중에 대한 주면마찰력은 압축하중조건에 경우보다 30~40% 감소된다는 사실을 보고한 바 있다. 이상에서 살펴본 바와 같이 대상암반의 상태 및 하중조건에 따라 주면마찰력의 크기는 다양하게 나타나고 있음을 알 수 있다.

한편 국내에서 송전철탑 심형기초에 적용하고 있는 극한주면마찰력은 대단히 보수적인 값을 적용하고 있기 때문에 기존 연구결과와는 상당히 큰 차이를 나타내고 있다. 이와 같은 차이는 송전철탑이 가지고 있는 특수성, 즉 심형기초를 채택하고 있는 철탑이 대부분 시공여건이 불량하고 장비의 진입이 어려운 산간지역에 위치하여 품질관리에 어려움이 있고 낙석방지를 위해 유공라이너플레이트(그림 1)를 사용하기 때문에 암반과 접촉하는 배면 콘크리트의 경우 다짐이 되지 않아 콘크리트와 암반사이의 부착에 대한 불확실성이 큰 것이 주요한 원인일 것으로 판단된다. 따라서 이러한 송전철탑의 특성과 우리나라 암반조건을 고려한 합리적인 주면마찰력을 도출함으로써 기존에 적용하고 있는 설계 값에 대한 검증이 필요하다.

본 연구에서는 심형기초의 인발에 대한 주면마찰력을 합리적으로 산정하기 위하여 충북 음성지역에 분포

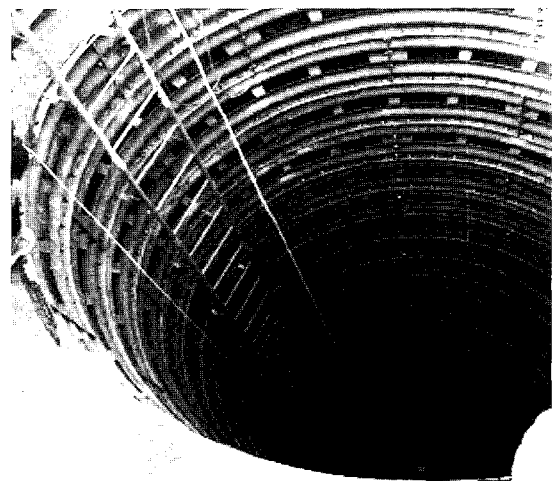


그림 1. 유공라이너플레이트가 설치된 심형기초 굴착모습

하고 있는 편마암에 대해 현장실증시험을 수행하였다. 또한 기 건설된 심형기초의 라이너플레이트 배면콘크리트에 대해 시추조사를 실시하였다. 그 결과로부터 암반의 파괴모드 및 지지력을 평가하였으며, 라이너플레이트가 설치된 송전철탑 심형기초의 주면마찰력을 산정하였다.

2. 시험부지 특성 및 재하시험 방법

2.1 시험부지 특성

시험지역의 지반상태를 파악하기 위하여 총 6개소에 대해 시추조사를 수행하였다. 조사지역은 충청북도 음성군 음성읍 용산2리 1013-1번지이며, 지질은 음성 분지내 선캠브리아기의 변성암류로써 화강암질 편마암으로 구성되어 있고 상부는 백악기의 현무암질 응회암이 분포하고 있다. 편마암은 경기 편마암 복합체(Kyunggi gneiss complex)의 화강암질 편마암(granitic gneiss)으로 육안으로 관찰하면 편마구조(gneissosity)가 선명히 나타나고 있다. 본 암석의 주 광물구성은 석영과 장석, 흑운모등이며, 지표면으로부터 봉적층, 풍화암, 연암, 경암의 순서로 분포하고 있다(표 1).

봉적층은 최상부 지층으로부터 1.2~2.7m 깊이로 두꺼운 표층을 이루고 있으며, 암화색 또는 암갈색의 자갈 섞인 실트질 모래로 구성되어있다. 풍화암층은 기반암인 편마암의 풍화대로 모암의 조직과 구조를 유지하고 대단히 치밀, 견고한 상태이며 2.3~4.3m 의 두께로 분포하고 있다. 연암층의 경우 기반암이 보통풍화(moderately weathered)~약한풍화(slightly weathered)된 상태로 주로 담황색을 띄며, 암편은 단주상 코아로 회수된다. 균열과 절리가 발달하여 코아회수율은 8~100%(평균 58.4%)이며, RQD는 0~35%(평균 11.1%)로 나타났다. 경암은 기

표 1. 시추조사 결과

공번	지반상태					SPT (회)
	봉적층	풍화암	연암	경암	계	
BH-1	2.7	-	3.3	4.0	10.0	1
BH-2	1.2	2.3	6.5	-	10.0	2
BH-3	1.2	4.2	1.2	0.5	7.1	3
BH-4	2.7	4.3	1.0	0.5	8.5	4
BH-5	1.2	2.3	1.5	5.0	10.0	2
BH-6	1.7	3.7	2.6	2.0	10.0	3
합계	10.7	23.3	16.1	12.0	55.6	15

반암이 약한풍화된 상태로 담황색을 띄며 단주상 또는 장주상 코아로 산출된다. 시추 조사시 코아회수율은 95~100%이며, RQD는 23~85%(평균 60.1%)이다.

지하수위는 G.L. (-)1.20~4.5m 로써 봉적층 또는 풍화암에 형성되어 있으며, 몇몇 시추공에 대해 수행한 공내재하시험 및 실내시험 결과는 표 2~4와 같다. 표에 나타난 바와 같이 암석의 인장강도는 연암과 경암이 유사하게 나타났으나 압축강도의 경우 2배이상 차이를 나타내고 있다. 또한 내부마찰각은 55° 이상으로 매우 큰 값을 보여주고 있으며, 강도또한 대단히 큰 값을 나타내고 있다. 이와 같이 시험지역의 암반은 비교적 치밀하고 견고한 상태이나, 풍화암 일부와 연암 및 경암 전반으로 수직절리가 발달하고 균열이 많이 보이는 상태이다. 한편 풍화도는 실트질 모래로 $C = 0.02 \text{ kgf/cm}^2$, $\phi = 28.1^\circ$ 로 보편적으로 작은 값을 나타내고 있다.

2.2 시험 및 시추조사 방법

송전철탑 심형기초 실제크기의 1/8규모 모형기초에 대한 현장시험을 5회 실시하여 암반상태에 따른 파괴모드 및 메커니즘을 분석하였으며, 이를 통해 인발지력을 평가하였다. 아울러, 현장모형시험에 의해 도출된 결과로부터 라이너플레이트가 설치된 실규모의 기초를 제작하여 지지력을 검증하고 음성지역 연암에서의 인

표 2. 공내재하시험 결과

공번	심도 (m)	지층구분	탄성계수 E_s (kgf/cm ²)	변형계수 D_s (kgf/cm ²)
BH-1	3.0	연암	5,580	2,964
	4.0	연암	9,209	4,585
BH-2	3.0	풍화암	1,099	530
	4.2	연암	3,045	2,239

표 3. 삼축압축시험 결과(연암)

Sample No.	인장강도 (kgf/cm ²)	압축강도 (kgf/cm ²)	점착력 (kgf/cm ²)	내부마찰각 (degree)	심도 (m)
BH-2	112.7	603.36	130.38	55.5	8.3
BH-6	82.2	535.07	104.85	56.1	9.1

표 4. 삼축압축시험 결과(경암)

No.	인장강도 (kgf/cm ²)	일축 압축강도 (kgf/cm ²)	구속압에 따른 삼축압축강도 (kgf/cm ²)			점착력 (kgf/cm ²)	내부 마찰각 (degree)	심도 (m)
			50	100	150			
BH-6	120	1,380	1,820	2,490	3,260	165	59.5	8.0~8.6

발에 대한 주변마찰력을 산정하였다. 또한 기 시공된 765kV OO선로 송전철탑 기초에 대해 라이너플레이트의 영향을 평가하고자 라이너플레이트와 암반사이의 콘크리트를 시추하여 코어를 회수하고 실내시험을 수행하였다.

2.2.1 시험체 기초의 제원

현장 재하시험은 풍화암 및 연암을 대상으로 1/8규모 5회(인발 3회, 압축 2회) 및 1/2규모 1회(인발)를 실시하였다(표 5). 1/8모형기초의 경우 지반에 노출된 길이는 150mm이며, 지반에 근입된 길이는 1,350mm이다. 실규모 기초시험체(1/2)의 경우 지반 굴착 직경은 1.8m, 심도는 5m이며, 라이너플레이트용 파형강관의 직경은 1.5m이다. 또한 말뚝선단에 재하시험을 위한 유압장치를 설치하고 그 위에 말뚝 3m를 타설 한 후 상부 2m를 매립하여 시험을 수행하였다.

시험체는 철근망 제작용 자재를 이용하여 철근망을 제작한 후에 주철근에 변형율계 및 tell-tale 게이지를 설치하였다. tell tale 게이지는 철근망 선단에 게이지 끝이 도달하도록 고정하고 고정점 앵커를 노출시켜 시험체 두부에 변위계를 보호하였다. 1/8규모 시험의 경우 유압잭은 600 톤 규모로써 심형기초 두부에 4개를 배치하여

사용하였으며, 단계별로 재하되는 하중의 크기는 압력 게이지를 사용하여 측정하였다. 재하하중에 의한 심형 기초의 변위측정은 구체부에 부착된 플레이트에 마그네틱 홀더를 사용하여 2개의 LVDT를 대칭으로 부착하여 측정하였다. 변위측정의 기준이 되는 기준범은 주변 지반에 의해 영향을 받지 않도록 시험 기초체로부터 직경의 5배 이상, 반력 말뚝의 2.5배 이상을 이격시켜 설치하고, 연직 침하량 측정장비는 1/100mm 감도의 변위계를 사용하였다. 1/2규모 시험의 경우 선단재하시험장치인 O-Cell을 제작하여 인발시험에 사용하였다. 선단재하시험장치는 상하부 플레이트와 실린더를 설치하여 제작하였으며, Cell의 외부는 부착영향을 최소화하기 위하여 피복을 입히고, Cell과 피복 사이에 LVDT를 설치하여 Cell의 이격 거리를 측정하였다. 조립된 선단재하장치는 철근망과 조립하고 이때 Tell-Tale용 탐사관 2개는 하부 플레이트에, 다른 2개는 상부플레이트에 설치하였다. 한편 변형율계는 주철근에 0.5m 간격으로 설치하고 라이너플레이트는 1.5m규격이 없으므로 직경 2m 파형강관을 절단하여 내경을 1.5m로 조정하여 0.5m 간격으로 배면에 콘크리트가 유입되도록 파형강관에 직사각형 홈을 만들어 제작하여 사용하였다(그림 2~3).

표 5. 기초시험체의 제원 및 수량

구 분	지반조건	직경(mm)	길이(m)	압축재하	인발재하	수량(계)
1/8 규모	풍화암	400	1.5	1	2	3
1/8 규모	연 암	400	1.5	1	1	2
1/2 실규모	연 암	1,800(굴착면) 1,500(라이너플레이트)	5.0	-	1	1

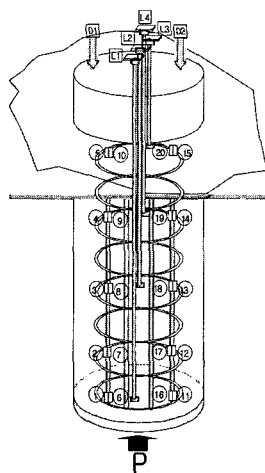


그림 2. 1/8시험체 및 시공 후 모습

2.2.2 재하시험 방법

압축재하시험의 경우 ASTM D1143-81 에서 제시하는 표준재하방법(완속재하시험)을 참조하여 시험 최대 하중의 25%씩 순차적으로 재하(loading)하며, 설계하중의 50% 하중단계마다 제하(unloading)하고 잔류침하량을 측정하여 하중-전침하량 및 하중-잔류침하량, 하중-

시간-침하량 관계가 종합적으로 판정될 수 있도록 시험을 수행하였다. 또한 설계하중의 200%까지 하중을 재하 하였을 때에도 기초가 파괴 또는 항복이 발생하지 않으면 상기와 같은 방법으로 250%, 300% 재하단계를 수행하였다. 인발시험은 ASTM D3689-90 기준을 따라 수행하였으며, 풍화암의 경우 지지력이 크지 않으므로

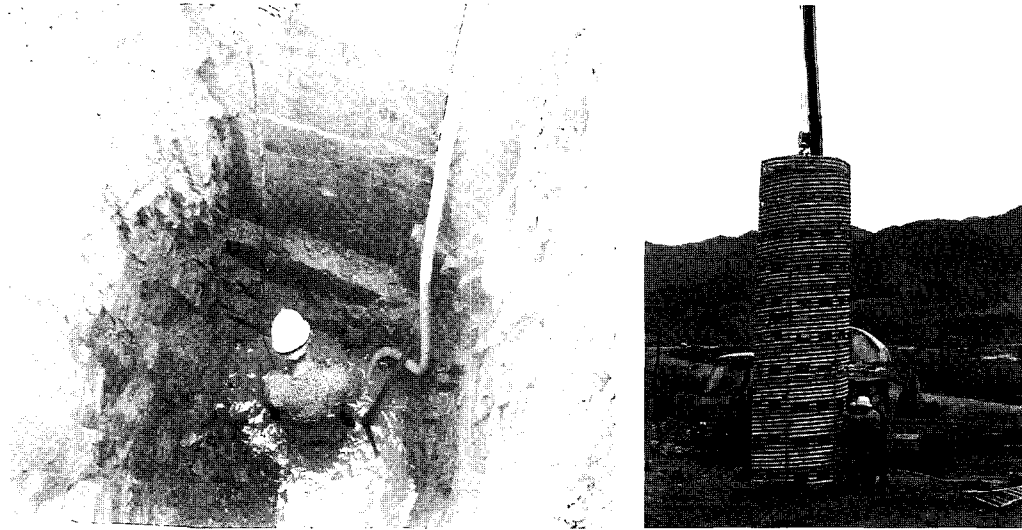


그림 3. 1/2시험을 위한 굴착 및 파형관 투입

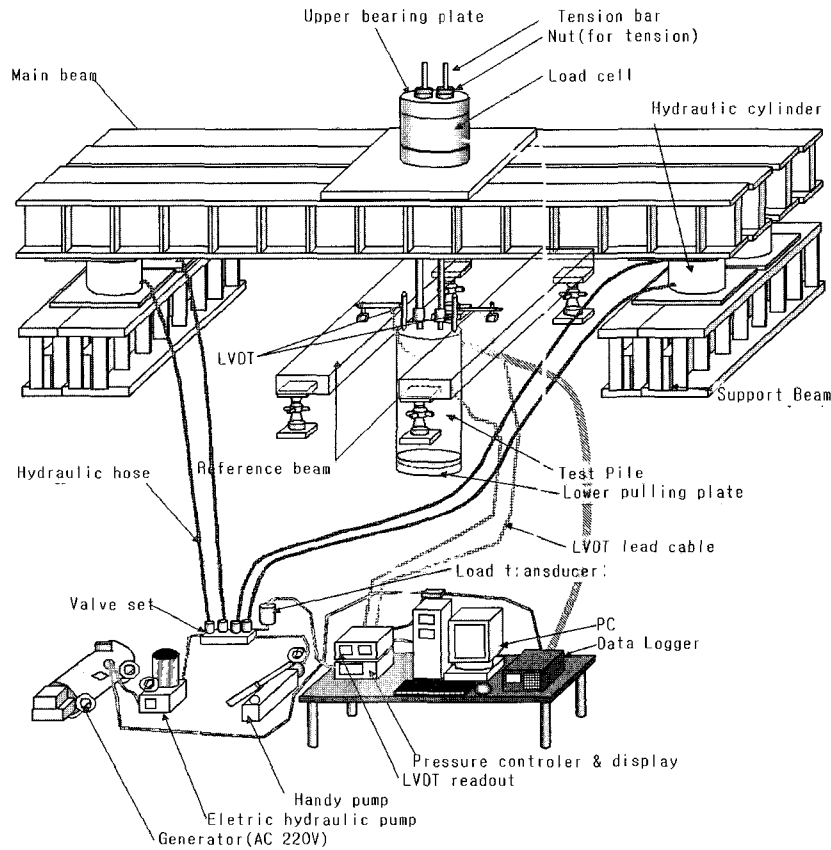


그림 4. 인발재하시험 모식도

그림 4에서 보는 바와 주 지지빔을 양쪽 유압실린더를 통해 직접 인발하는 형식을 취하였다. 또한 1/8규모 연암 및 1/2규모의 경우 지지력이 클 것으로 판단되어 시험체 선단에 O-Cell을 설치하여 상방향으로 밀어 올리는 방법을 사용하였다. 최대 재하하중의 25%씩 순차적으로 가하였으며, 시험 최대하중의 50% 하중단계마다 하중을 제거하여 잔류인발량을 측정함으로써 하중-전침하량 관계, 하중-잔류침하량, 하중-시간-침하량 관계를 도출하였다.

2.2.3 라이너플레이트 배면 시추조사

기 시공된 765kV 송전철탐 기초의 대부분을 차지하고 있는 심형기초에 있어서 라이너 플레이트 사용으로 인한 콘크리트와 암벽면간 부착의 불확실성 및 열악한 조건에서 시공되는 콘크리트의 품질을 평가하기 위하여 라이너플레이트와 주변 암반사이를 시추하여 코어를 회수하고 실내시험을 실시하였다. 조사지역은 충청남도 천안시 및 공주시 일원의 765kV OO송전선로 114

호, 116호 철탐이며, 대상 기초의 지반조건 및 제원은 표 6과 같다. 시추조사는 총 4공을 수행하였으며, 교란되지 않은 시료를 회수할 수 있도록 NX 크기로 시추하였고 코어 회수율(TCR)을 높이기 위해 이중코어원형관(double core barrel)을 사용하였다. 시추위치는 라이너 플레이트 배면으로 10cm 이격시켜 지표 지질조사 결과와 설계도면에 의해서 지반정보를 최대한 얻을 수 있도록 선정하였다.

3. 시험결과 및 분석

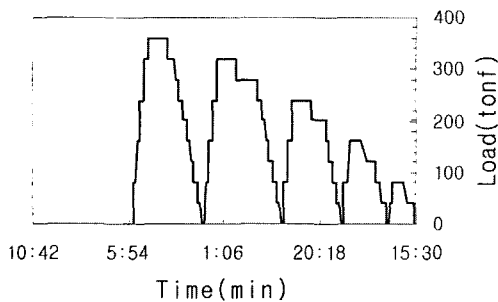
3.1 1/8규모 모형시험 결과

연암에서의 1/8규모 시험체에 대한 정재하시험결과는 그림 5와 같다. 또한 하중-침하 관계를 나타내는 P-S 곡선은 그림 6과 같이 나타났다.

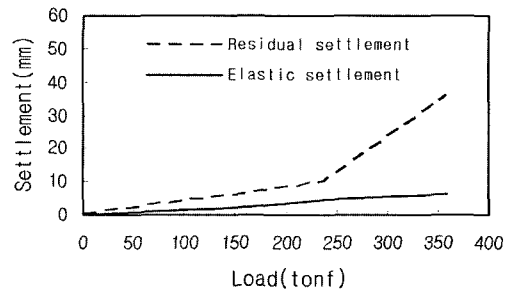
시험최대하중은 360톤까지 재하 하였고 360톤에서

표 6. 시추조사 대상 기초의 지반조건 및 제원

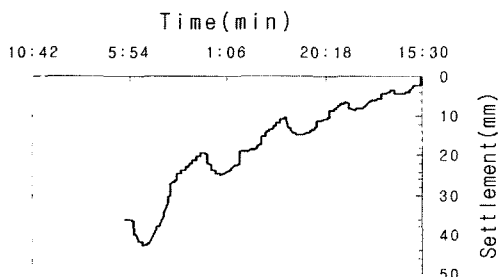
시험 번호	구 분	기초규격(m)				지반조건(m)			
		주체 직경	주체 높이	구체 직경	구체 길이	토사	풍화암	연암	경암
1	OO T/L 114호 B각, B2)	1.6	3.5	3.0	6.5	0.6	-	6	5
2	OO T/L 116호 C각, D각	1.8	3.5	3.5	9.5	0.8	-	5	-



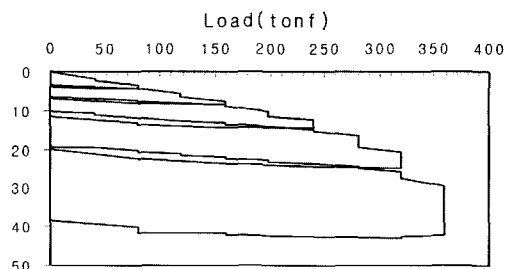
(a) 시간에 따른 하중재하



(b) 하중-침하 관계



(c) 시간에 따른 침하량 변화



(d) 반복하중-침하 곡선

그림 5. 압축재하시험 결과(1/8규모, 연암)

40~60분경과 후 말뚝두부가 파손되어 시험을 종료하였으며, 말뚝 파손 직전의 하중은 360톤으로 이 때의 침하량은 37.82mm로 나타났다. 시험최대하중에서 말뚝파손 직전에 시간당 침하율이 0.25mm/hr로 안정적인 침하를 보여주고 있다. P-S 곡선법에 의한 해석결과 약 300톤에서 항복점이 나타났으며, 그림 7과 같이 2개의 곡선이 급변하는 점에서의 하중을 항복하중으로 판정할 경우 명확한 변곡점을 발견하기 어려우나 200톤 이후 증가양상이 뚜렷함을 알 수 있다. 또한 잔류침하량은 약 240톤에서 급격하게 증가되어 하중증가에 따른 지반의 소성변형이 뚜렷하게 나타났다.

한편 침하량 분석결과 전침하량에 대해 Terzaghi-Peck 기준을 토대로 극한하중을 평가한 결과 변위량 25.4mm 일 때 319톤이었으며, 잔류침하량은 252톤일 때 12.5mm로 나타났다. 또한 시험최대하중에 대해 안전율 3.0을 적용할 경우 허용지지력은 84톤 내외인 것으로 파악되었다. 한편 하중증가에 따른 단계별 침하 측정 결과 말

뚝 선단지지력은 시험하중이 360톤 일 때 90.6톤으로 나타났으며, 이때의 주면마찰력은 269.4톤으로 파악되었다. 이를 통해 단위면적당 주면마찰력을 평가한 결과 최대 33.3kgf/cm²로 나타났으며, 가해진 하중크기에 따라 1~33kgf/cm²의 범위를 보여주었다(그림 8). 이를 통해 파괴시 단위면적당 평균주면마찰력을 평가한 결과 약 15.5kgf/cm²로 나타났다.

1/8규모 기초시험체의 인발재하시험의 경우 풍화암에서의 하중재하는 시험체 선단에 설치되어 있는 저판(bearing plate)에 인장틀(tension bar)을 조립하여 인장하는 방법으로 말뚝 선단에서 하중을 가하였으며, 풍화암의 경우 말뚝 상부에 2m를 성토하여 시험하였다.

인발시험 후 추가인발(20톤 인발)을 30cm 정도 진행시킨 상태는 그림 9와 같으며, 말뚝에서 5cm정도 떨어진 지점의 균열과 약 64cm정도 이격되어 원주상의 파괴 및 말뚝중심으로부터의 방사상 균열이 발달하였고, 암반의 절리면을 따라 전체가 들어올려지면서 파괴가 진

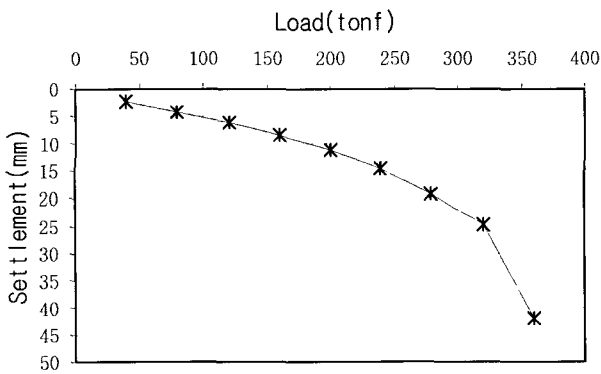


그림 6. P-S 곡선

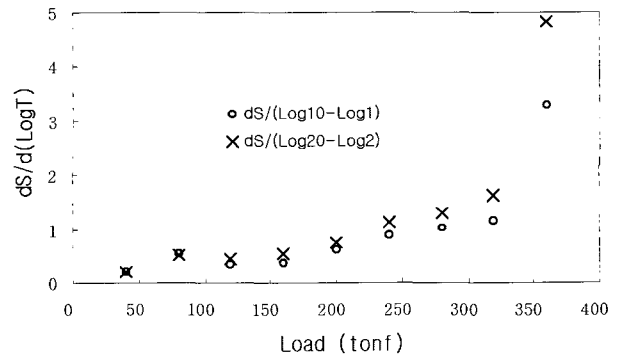
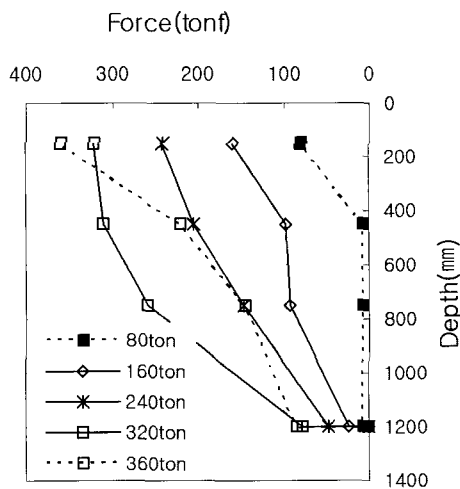
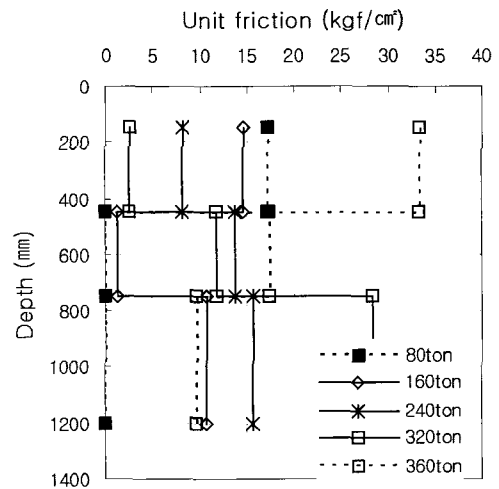


그림 7. P-dS/dLogT 곡선



(a) 축하중 전이



(b) 주면마찰력 분포

그림 8. 정재하에 의한 축하중 전이 및 단위주면마찰력 변화

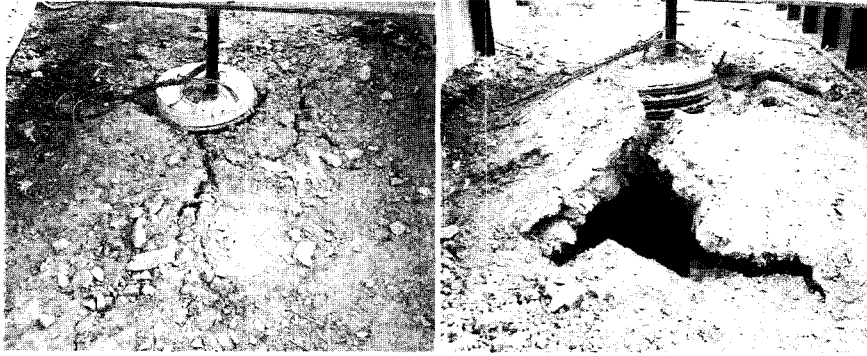
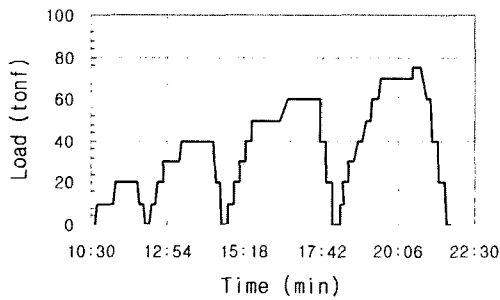
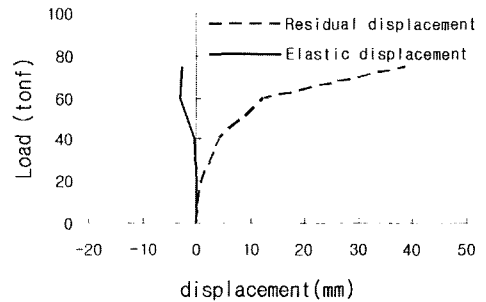


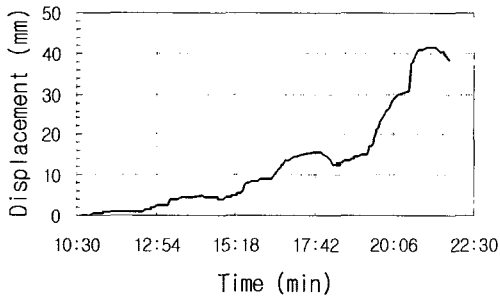
그림 9. 인발파괴 형상(풍화암)



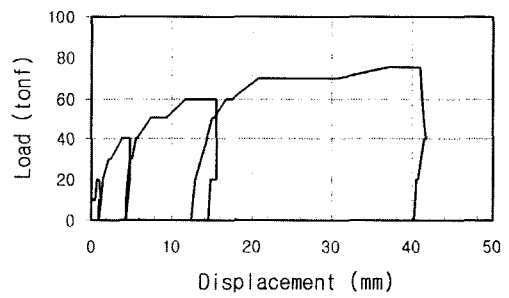
(a) 시간에 따른 하중변화



(b) 하중-변위 관계



(c) 시간에 따른 침하변화



(d) 반복하중-변위 곡선

그림 10. 인발에 의한 하중-변위-시간 관계

행되었다. 즉 인발시험의 경우 기초의 마찰파괴보다는 주변암반의 강도 및 기하학적 특성에 파괴가 좌우되는 것으로 나타나 압축시보다 주변암반의 특성에 더 큰 영향을 받고 있음을 알 수 있다. 한편, 최대시험하중은 75톤까지 재하 하였으며, 이 때의 변위량은 41.0mm이었다. 15분경과 후 더 이상의 하중 유지가 불가하여 시험을 종료하였다. 시험결과 4주기에서 항복에 도달하여 탄성신장량이 감소하였으며, 잔류신장량이 급격히 증가하는 경향을 보여주었다. 그러나 암반이 들어올러지면서 주변지반이 파괴되었기 때문에 주변마찰력의 평가가 어려웠으며, 풍화암에서의 다른 2가지 시험의 경우에도 이와 유사한 결과를 보여주었다.

연암에 대한 1/8규모 인발시험은 인장 대신 선단에 하중재하장치를 설치하여 들어올리는 형태의 시험을

수행하였으며, 하중증가에 따른 단계별 침하 측정 결과 축하중은 말뚝 선단에서 높게 나타나 실제 인발시 기초 변형형태와 정반대의 경향을 보여주었다. 최대하중은 약 77톤 이었으며, 탄성변위량은 60톤 이후 일정한 값을 보여주고 있으나 잔류변위량은 급격히 증가되는 것으로 보아 파괴가 진행중임을 알 수 있다(그림 10). 인발에 대한 파괴는 기초체와 암반의 마찰 및 주변지반의 들뜸 현상 등의 복합적으로 발생하였으며, 단위면적당 주변 마찰력을 평가한 결과 일부 데이터의 경우 실제와 다소 다르게 측정된 경우도 있었으나 전체적으로 가해진 하중크기에 따라 $0.5 \sim 16.5 \text{ kgf/cm}^2$ 의 값을 보여주었다. 이를 평균주면마찰력으로 환산하면 약 6.0 kgf/cm^2 이며, 안전율을 3.0으로 적용할 경우 허용평균주면마찰력은 약 2.0 kgf/cm^2 로 산정되었다(그림 11).

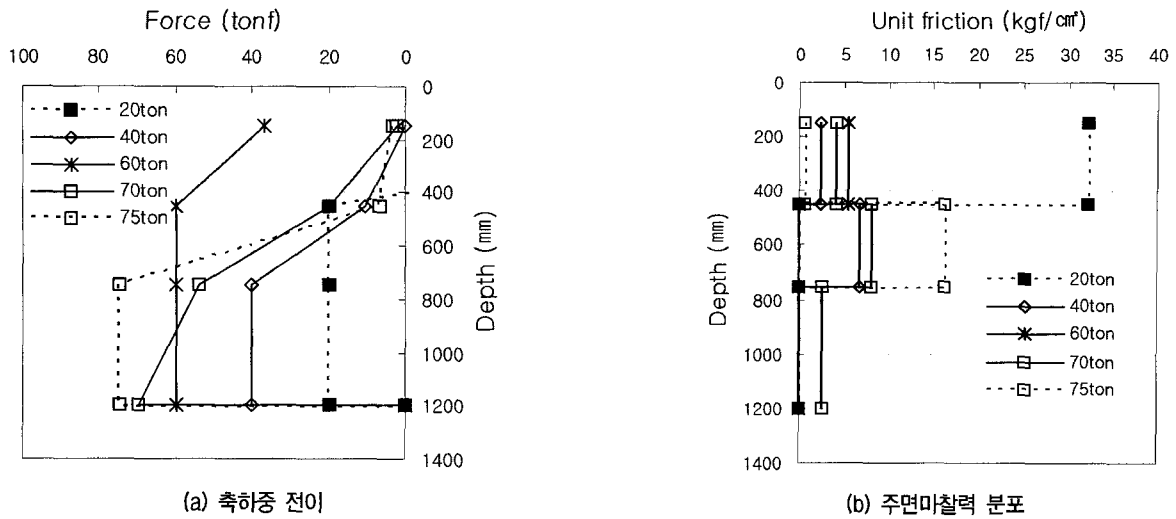


그림 11. 인발하중에 의한 축하중 전이 및 단위주면마찰력 변화

연암 및 풍화암 모두 1/8규모 인발시험의 경우 암반 내 균열이 발달하여 말뚝의 인발 시험 시 라이너플레이트 배면콘크리트와 암반사이의 마찰 파괴와 더불어 지반의 절리면이 들려지면서 지반 표면이 방사상으로 갈라지는 전면파괴가 발생하였다. 한편 연암에서 정재하시와 인발시의 주면마찰력을 비교한 결과 인발에 따른 주면마찰력의 크기는 6.0kgf/cm²으로 압축시 평균주면마찰력 15.5kgf/cm²의 약 40%에 해당함을 알 수 있었다.

3.2 1/2규모 실증시험 결과

시험하중은 3주기 9단계까지 재하 하였으며, 시험하중-변위곡선은 그림 12와 같다. 그림에서와 같이 하중증가에 따른 변위는 약 400톤 이후 증가량이 뚜렷하게 나타나며, 650톤일 때 기초 주변에서 방사상의 균열과 지반이 들어올러지면서 파괴에 이르렀다. 시험결과로부터 등가하중곡선을 나타내면 그림 13과 같이 얻어지는데, 이때 변곡점이 1,041톤으로 나타나는 것은 상대적으로

선단 지지력이 커서 주변에 비해 변위량이 적은 것에 기인한 것으로 판단된다.

본 시험은 주면마찰력이 선단지지력에 비해 상대적으로 작아 주변 변위량이 크게 발생하여 시험을 종료한 경우로서 시험종료시 주변 작용력 650톤에서 말뚝의 Cell 상부의 변위량은 225.51mm, 말뚝 두부의 변위량은 225.25mm로 나타났다. 650톤 하중 재하 과정에서 2분 경과 후 더 이상 하중을 유지하지 못하고 변위가 급격한 변화를 보여주었다. 한편 소성변형량은 탄성변형량에 비해 급격히 증가하는 양상을 나타냈으며, 이때의 극한 주변 저항력은 650톤으로 파악되었다.

하중전이에 따른 주면마찰력 경향을 파악하기 위하여 두 종류의 변형율게이지(foil type strain gauge와 vibrating wire type strain gauge)를 사용하였으며, 그 결과는 그림 14 및 15와 같다. 스트레인 게이지의 종류에 따라 축하중이 부분적으로 역전되는 경우가 발생되기도 하나 전체적으로 경향이 유사하게 나타났다. 본 시험결과로부터 파괴시 단위면적당의 평균주면마찰력을

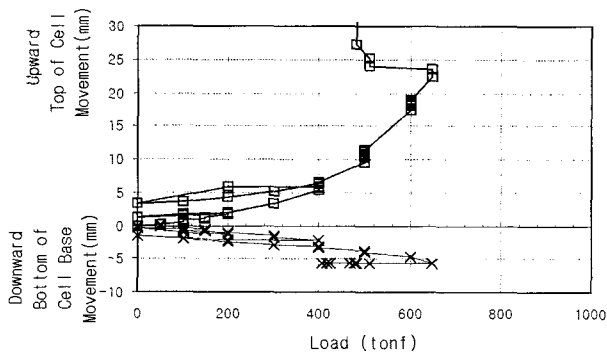


그림 12. 시험하중-변위 곡선

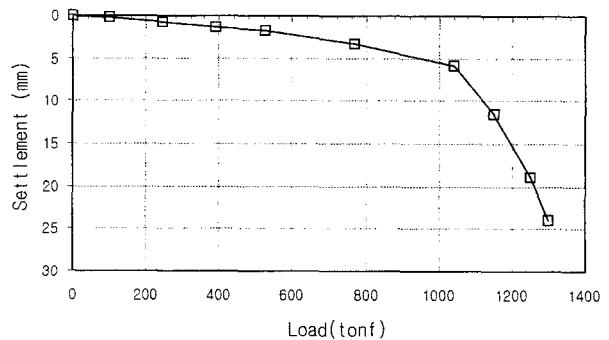
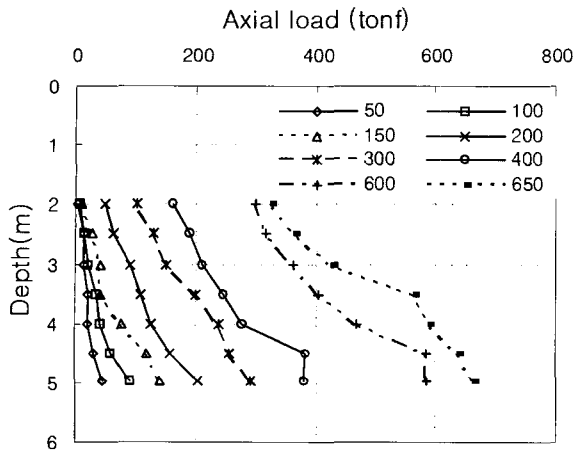


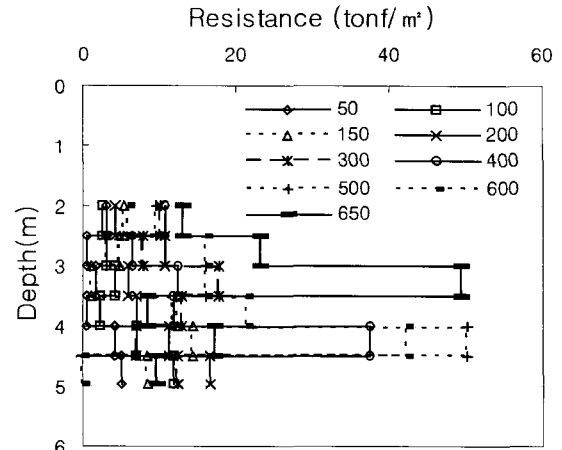
그림 13. 등가하중곡선

Axial compressive load curve[Foil type]



(a) 깊이에 따른 축방향 압축하중분포

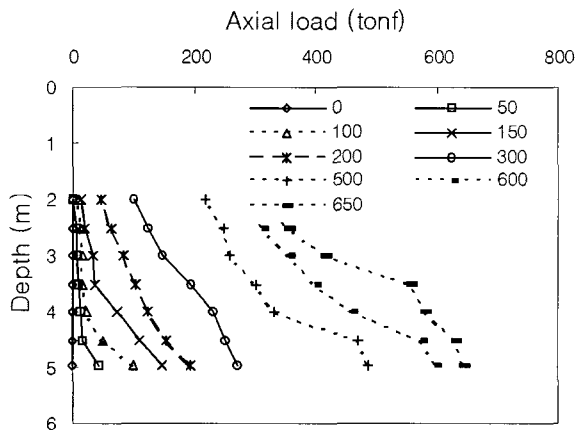
Surface resistance curve[Foil type]



(b) 깊이별 단위주면저항력 분포

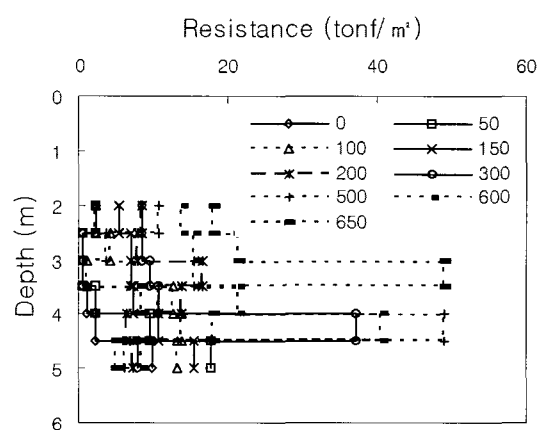
그림 14. 축하중전이 및 단위주면마찰력 그래프(Foil type strain gauge)

Axial compressive load curve[V.W.type]



(a) 깊이에 따른 축방향 압축하중분포

Surface resistance curve[V.W.type]



(b) 깊이별 단위주면저항력 분포

그림 15. 축하중전이 및 단위주면마찰력 그래프(V.W. type strain gauge)

산정한 결과 약 5.4kgf/cm^2 로 나타났으며, 안전율 3을 고려한 허용주면마찰력은 1.8kgf/cm^2 로 산정되었다. 또한 하중증가에 따른 말뚝의 변형상태는 600톤의 하중을 가한 상태에서 기초자체의 변형율은 427×10^{-6} 을 보여주었다.

시험 종료 후 지반을 굴착해 파괴형태를 살펴본 결과 기초체의 라이너플레이트와 배면콘크리트의 결합상태는 양호하였으며, 라이너플레이트 배면 콘크리트와 암반사이의 부착상태도 완전함을 알 수 있었다. 다만 파괴는 지반내의 수직 및 경사 절리면을 따라 말뚝에서 0~30cm 이내의 주변암반에서 상대변형 및 이격이 뚜렷하게 발달함을 알 수 있었다(그림 16 및 17). 즉 1/2규모 시험체에 대한 인발시험결과 파괴형태는 기초체 및 라

이너플레이트, 암반의 마찰파괴는 일어나지 않았으며, 굴착된 주변암반의 손상 및 암반내 연약대(자연상태의 암반절리, 풍화대, 층리 등 불연속면)를 따라 주변지반이 들어올러지면서 지표면이 방사상의 균열발달과 함께 파괴가 발생함을 알 수 있었다. 이는 본 시험대상 암반이 강도특성은 대체로 양호하나 뚜렷한 수직절리가 다수 존재하는 특성을 나타내기 때문에 현장타설 기초체의 마찰파괴에 앞서 암반의 취약부를 따라 암 내부에서 파괴가 발생한 것으로 보인다. 따라서 현장타설 심형 기초를 설치하기위한 굴착시 주변암반의 손상을 최소화하고 지반조건을 충분히 반영한 지지력의 평가가 이루어져야 할 것으로 판단된다.



그림 16. 시험 후 지면 균열 발달



그림 17. 시험 후 굴착단면 파괴모습

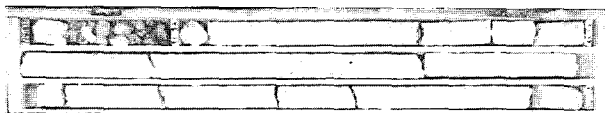
3.3 라이너플레이트 배면 시추조사 결과

라이너플레이트 배면콘크리트 시추코아에 대한 일축압축강도 시험은 KS F 2405의 규정을 따랐으며, 시추코아에 대한 변형을 및 포아송비 등 실내시험 결과는 표 7과 같다.

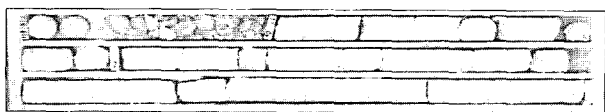
시추조사 대상인 765kV OO T/L 기초에 사용한 콘크리트의 28일 강도는 210kgf/cm^2 이다. 따라서 채취된 시추코아의 일축압축강도는 151kgf/cm^2 및 133kgf/cm^2 로 재령 증가에 의한 콘크리트 강도의 증가요인을 무시하더라도 채취된 시편의 일축압축강도는 타설 당시 기초 콘크리트 설계강도에 비해 각각 72%와 63%에 해당됨을 알 수 있었다. 이와 같은 압축강도 감소의 발생 요인을 살펴보면 다음과 같은 사항들이 포함될 것으로 판단된다. 즉 라이너플레이트 배면의 경우 기초콘크리트의 유동성으로 인해 유공관을 통해 흘러들어 채워진 경우로서 원칙적으로 다짐이 불가능하여 품질이 떨어진 것

표 7. 시추코아에 대한 실내시험 결과

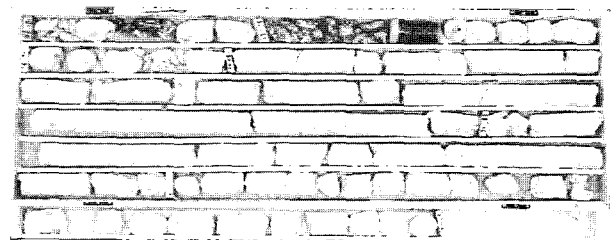
번호	시료 채취 위치	일축압축강도 (kgf/cm^2)	파괴시 변형률(%)	Poisson's Ratio
1	116호 D각 10m	151	0.088	0.206
2	114호 B각 5m	133	0.118	0.232



(a) 114호 B-1공



(b) 114호 B-2공



(c) 116호 D각

그림 18. 라이너플레이트 배면 시추코아의 상태

으로 판단된다. 또한 라이너 플레이트의 파형 굴곡 및 암반의 불규칙한 여굴 등으로 콘크리트의 불완전 충전과 타설 직후 및 양생 초기에 주변 지반으로 수분이 손실됨으로 인한 불완전한 수화반응이 작용했을 가능성이 있다. 아울러, 타설 후 구성물질의 비중차에 의한 재료분리 현상 등이 영향을 미쳤을 것으로 추정된다. 한편 심형기초 라이너 플레이트 배면 콘크리트에서 채취된 코아의 상태는 전반적으로 코아회수율이 높았고 회수된 코아의 상태도 양호하였다. 따라서 라이너플레이트 배면의 콘크리트는 충전상태가 비교적 잘 이루어졌음을 알 수 있었다. 그러나 채취된 콘크리트의 상태는 내부에 기포와 공극이 많이 존재하였다(그림 18). 이는 라이너 플레이트 배면의 다짐이 충분하지 못하여 발생한 것으로 추정된다. 또한 타설 직후 주변 지반으로 수분이 손실되면서 콘크리트의 유동성 감소를 초래하여 발생한 기포나 공극도 있을 것으로 추정된다. 본 라이너플레이트 배면콘크리트의 경우 기초 본체에 비해 강도는 떨어지지만 실제 주변마찰력을 일축압축강도의 10%이내로써 보수적으로 적용한다 하더라도 현재 심형기초에 적용하고 있는 주변마찰력 기준값은 만족하는 것으로 나타났다. 한편, OO T/L 송전철탑기초 라이너플레이트

배면의 콘크리트상태와는 달리 본 1/2시험에서는 배면의 콘크리트를 시추하여 강도분석한 결과 설계강도의 85~90%에 해당하는 결과로 나타났다. 즉 기초 본체의 강도와 큰 차이를 보이지 않았는데, 이는 실험을 위해 별도로 품질관리를 한 결과로 판단된다.

4. 결론

본 연구에서는 송전철탑용 현장타설 심형기초의 인발지지력을 지배하는 주변마찰력을 파악하기 위하여 충북 음성인근의 연암지역에서 실규모 현장시험을 수행하고 그 결과로부터 다음 결론을 얻었다.

- (1) 기초의 파괴형태는 대부분 기초제와 암반의 마찰 파괴가 아닌 암반내 절리를 따라 발생하였으며, 파괴형상은 암반의 종류 및 암질, 라이너플레이트 배면 콘크리트의 압축강도, 암반의 절리상태, 하중의 크기 등에 영향을 받는 것으로 나타났다.
- (2) 선단재하에 의한 현장시험결과 주변마찰력은 연암의 경우 약 1.8~2.0kgf/cm²로 기존의 설계기준치 (1.5kgf/cm²) 보다 약 20~30% 큰 것으로 나타났으며, 이를 적용할 경우 기존 심형기초의 설계치를 개선할 수 있을 것으로 판단된다.
- (3) 연암내 1/8규모 시험결과 인발에 대한 심형기초의 주변마찰력은 압축시 주변마찰력의 약 40%에 해당되는 것으로 나타났다. 따라서 인발하중이 설계를 지배하는 송전철탑 기초의 경우 별도의 검토 없이 압축에 대한 주변마찰력을 그대로 사용할 경우 위험측의 설계가 될 수 있다.
- (4) 심형기초 라이너플레이트 배면 콘크리트에 대하여 시추조사 결과 채취된 코아의 상태는 전반적으로 코아회수율이 높고 회수된 코아의 상태도 양호하였다. 따라서 유공라이너플레이트를 통한 콘크리트의 주입은 비교적 충전상태가 좋은 것으로 나타났다.
- (5) 시추대상 철탑기초에서 채취한 시편의 일축압축강도는 타설 당시의 기초콘크리트 설계강도의 63~72% 수준이었으며, 주변저항력의 설계기준치는 만족하는 것으로 나타났다. 또한 시추한 콘크리트 코아 내부에는 다량의 기포와 공극이 함유하고 있었는데 이는 라이너 플레이트 배면의 다짐이 이루어지지 못하여 발생한 것으로 판단된다.
- (6) 따라서 암반에 근입된 심형기초의 인발파괴는 주변 암반의 상태에 가장 큰 영향을 받으므로 굴착시 제어발파(smooth blasting) 등을 통한 주변암반의 손상

및 여굴을 최소화 하고 정확한 지반조사결과를 바탕으로 현장암반의 특성을 반영한 설계가 반드시 이루어져야 할 것이다. 또한 라이너플레이트 배면의 콘크리트 강도증가를 위하여 무다짐 콘크리트에 대한 엄격한 품질관리를 수행할 필요가 있다.

참고 문헌

1. 김대홍, 홍성연, 김경열, 이대수 (2003), "송전철탑용 현장타설기초의 파괴형태에 관한 실험적 연구", 2003년도 대한토목학회 학술발표회 논문집, pp.3311-3317.
2. ASTM D1143-81, *Standard Test Method for Pile Under Static Axial Compressive Load*, Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.08, pp.174-184.
3. ASTM D3689-90, *Standard Test Method for Individual Piles Under Static Axial Tensile Load*, Annual Book of ASTM Standards, Vol 04.08, pp.1-11.
4. Day, H. B. (1974), "Rock Socketed Piles: MMBW Highways Division Practice", *Symp. on Rock Socketed Piles*, Aust. Geomech. Soc. Vic. Group.
5. Goder, H. Q. and Leonard, M. W. (1954), "Some Tests on Bored Piles in London Clay", *Geotechnique*, Vol.4, pp.32-41.
6. Gupton, C. and Logan, T. (1980), "Design Guidelines for Drilled Shafts in Weak Rock in South Florida", *Annual Meeting of the Florida Branch, ASCE*, Miami, FL.
7. O'Neill, M. W., Townsend F. C., Hanssan K. M., Buller A. and Chan P. S. (1995), *Load Transfer for Drilled Shafts in Intermediate Geomaterials*, U. S. Department of Transportation, FHWA-RD-95-0000, January.
8. Pells, P. J. N. and Turner, R. M. (1979), "Elastic Solutions for the Design and Analysis of Rock Socketed Piles", *Canadian Geotechnical Journal*, 16, pp.481-487.
9. Reese, L. C. and O'Neill, M. W. (1988), *Drilled Shaft : Construction Procedures and Design Method*, Publication FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration, Washington, D.C.
10. Reynolds, R. T. and Kaderabech, T. J. (1980), "Miami Limestone Foundation Design and Construction", *Preprint No. 80-546, South Florida Convention, ASCE*.
11. Rogenberg, P. and Jouneau, N. L. (1976), "Friction and End Bearing Tests on Bedrock for High Capacity Socket Design", *Canadian Geotechnical Journal*, 13, pp.324-333.
12. Rowe, R. K. and Armitage, H. H. (1984), *The Design of Piles Socketed into Weak Rock*, Report GEOT-11-84, University of Western Ontario, London, Ont.
13. Thorne, C. P. (1977), *The Allowable Loadings of Foundations on Shale and Sandstone in the Sydney Region*, Part 3, Field Test Results, Paper Presented to Sydney Group of Aust. Geomechanics Soc., Inst. Engrs. Aust.
14. Tomlinson, M. J. (1995), *Foundation Design and Construction 6th edition*, Harlow, England : Longman Scientific & Technical ; New York : Wiley.
15. Williams, A. F. (1980), *The Side Resistance of Piles Socketed into Weak Rock*, Ph. D. dissertation, Department of Civil Engineering, Monash University, Melbourne, Australia.

(접수일자 2007. 1. 15, 심사완료일 2007. 4. 5)