

## 인천대교 민자구간의 대구경 현장타설 말뚝기초의 LRFD설계 적용 사례 Design of Drilled Shafts Foundation by LRFD in Incheon Bridge Project

김정환<sup>1)</sup>, Jeong-Hwan Kim, 이현근<sup>2)</sup>, Hyun-Gun Lee, 신현양<sup>3)</sup>, Hyun-Yang Shin, 윤만근<sup>4)</sup>, Man-Geun Youn

- 1) 삼성건설 인천대교 현장설계팀 차장, Deputy General Manager, Incheon Bridge Project Design Team, Samsung Corporation.
- 2) 삼성건설 인천대교 현장설계팀 부장, General Manager, Incheon Bridge Project Design Team, Samsung Corporation.
- 3) 삼성건설 인천대교 현장설계팀 팀장, Design Manager, Incheon Bridge Project Design Team, Samsung Corporation.
- 4) 삼성건설 인천대교 현장 소장, Project Leader, Incheon Bridge Project, Samsung Corporation.

**SYNOPSIS** : Incheon bridge project is to construct total 12km long bridges on the sea consist of 800m span length cable stayed bridge, approach bridge and viaduct bridge based on LRFD design specification. To design pile foundations by RCD of each bridge unit, total 4 number of preliminary full scale pile load tests with Osterberg cell method were carried out on the piles for testing. The test load was planned to more than the expected design ultimate capacity and about 29,000tons maximum load was recorded. From the interpretation of test results, design parameters are evaluated and applied to the design. Preliminary pile load test plan and detailed execution of pile load tests are introduced and summarized. The resistance factors are presented for pile design of Incheon Bridge Project in LRFD considering variation of ground conditions and number of test piles.

**Keywords** : 인천대교, 현장타설말뚝, LRFD, 말뚝재하시험

### 1. 서 론

인천대교는 인천 송도신도시에서부터 인천항로를 건너 영종도 인천국제공항 접속도로의 북동쪽을 잇는 12km 에 이르는 해상교량 고속도로 공사로서, 양쪽 해안에서부터 접속교와 연결되는 고가교(8.4km), 사장교와 연결되는 접속교(1.78km), 주향로부의 사장교(1.48km)로 구성되어 있다. 말뚝기초는 고가교, 접속교 및 사장교 구간에 직경 1.8m, 2.4m 와 3.0m 로 지층조건에 따라 풍화암, 연암 또는 경암에 선단 지지된 RCD 현장타설말뚝으로 구성되어 있고, 사업수행요건에 의거 실물재하시험말뚝 4본에 대해 말뚝재하시험을 수행하여 설계에 반영하도록 되어있다. 사전 실물재하시험은 Osterberg Cell(이하 O-cell)재하시험으로 수행하였으며, 말뚝직경 2.4m 3본, 3.0m 1본에 대해, 최대 28,958 톤을 재하하여 세계 최대하중 재하기록을 수립하였다. 본 논문에서는 해상 조건에서 대용량의 실물 재하 말뚝을 시공하고 대용량의 재하시험을 수행하여 그 결과를 토대로 LRFD 설계 방법을 적용한 인천대교 말뚝 기초 설계 사례를 소개하고자 하며, 이를 통해 사전 재하시험을 통한 기초 설계 방안 모색 및 국내 LRFD 설계법 적용에 기여하고자 한다.

## 2. 재하시험의 계획 및 수행

### 2.1 재하시험 계획

재하시험은 교량 시공조건과 동일하도록 해상에서 계획되었으며, 시공위치는 선박통행항로 범위(사장교 주경간 구간)에서 점유허가를 받지 못하여 접속교 노선에서 북쪽으로 300m 이격하여 결정되었다. 시험말뚝의 위치는 그림 1과 같고, 말뚝의 선단지지 상태에 따라 경암 선단지지 1본, 연암 선단지지 2본, 풍화암 선단지지 1본 등 총 4본의 재하시험말뚝 시공을 계획하였다.

시험말뚝별 하중계획은 침하량 및 지지력 관점에서 O-cell 상, 하부의 하중과 침하량이 최대한 동일하도록 사전계획과 조사가 철저히 이루어져야 하며, 시험말뚝에는 예상대비 약 1.4~3.8배의 하중까지 재하 하여 극한을 확인하고자 계획하였다.

하중전이 측정을 위한 계측기는 지지층인 풍화암, 연암 및 경암 소켓의 주변마찰력 측정을 위하여 각 암반층의 층두께를 고려하여 철근형 진동현식 변형률계를 1.0~2.0 m 간격으로 배치하였고, 시험말뚝 각 부분의 변위측정을 위한 Telltale 외에 추가로 변위계와 측정rod를 일체화한 매설형 Telltale(ECT:Embedded Compression Telltales)을 설치하여 말뚝머리에서 측정하는 일반적인 Telltale과는 달리 풍화암 및 연암의 변위를 별도로 측정하였다. 또한 O-cell 상,하부 가압판 사이에 Expansion Transducer를 설치하여 하중재하 시 O-cell 자체 변위를 측정하였다.

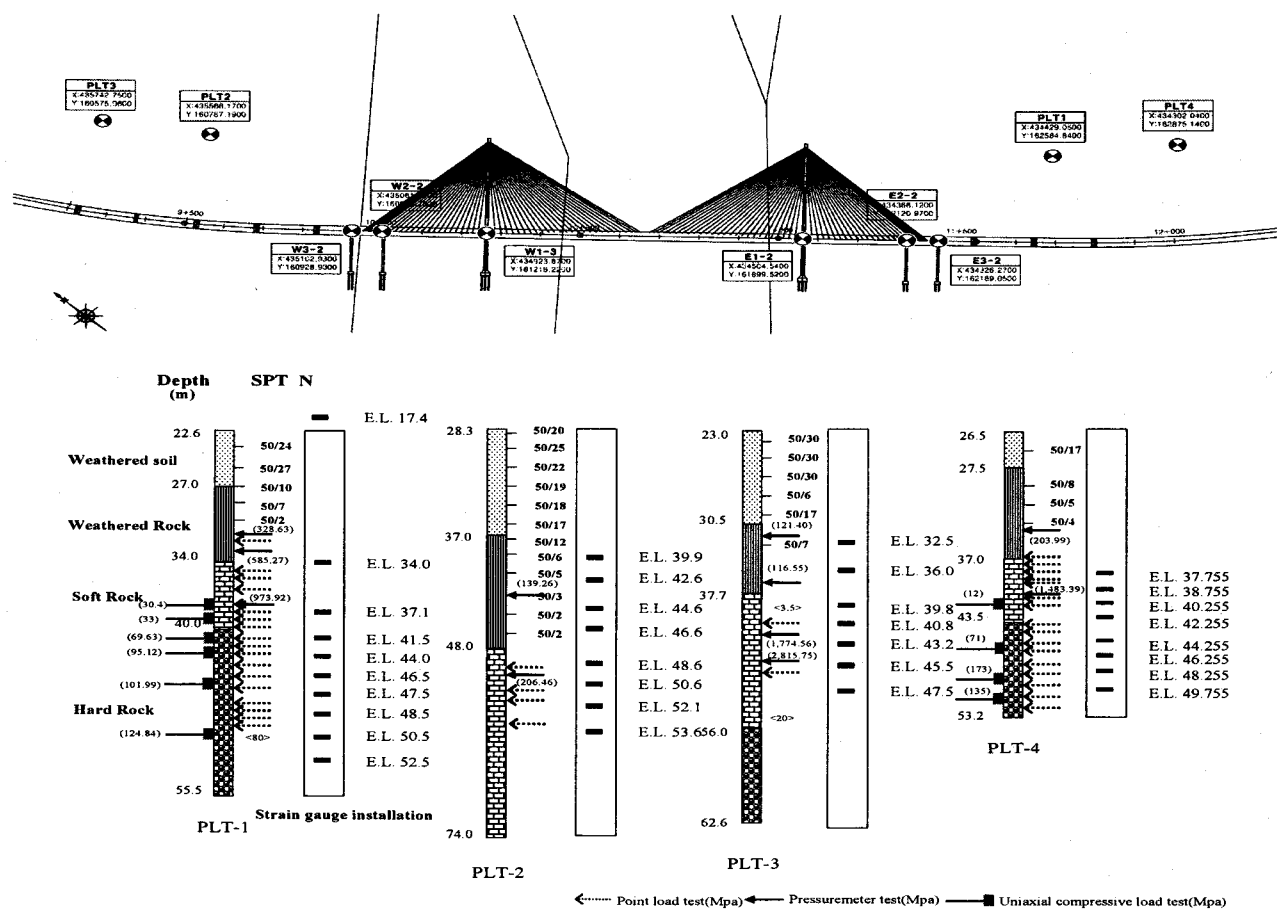


그림 1. 시험말뚝위치의 평면도 및 지반조사 결과

## 2.2 시험말뚝의 시공 및 시험 수행

인천대교 현장의 대구경 현장타설말뚝에 대한 4본의 시험말뚝 시공은 2004년 11월부터 해상장비준비와 선적 및 운송을 시작으로 1대의 Sepbarge 를 운영하여 2005년 2월 말 시험말뚝시공 및 시험을 완료하는 것으로 계획하였다. 그러나 동절기 해상작업 및 시공 중 희생장관의 자중침하로 인한 추가 항타 등 시공 상의 변동사항과 시험과정 중 일기상의 변동요인 및 Sepbarge 의 시험위치로의 이동과 setting 작업 등 해상작업과정에서 발생한 시간손실로 인하여 20일 정도의 지연이 발생하여 2005년 3월 하순에 시험을 완료함으로써 약 5개월에 걸쳐 시공(4개월) 및 시험(1개월)을 수행하였다.

직경 3.0m의 시험말뚝(TP-1(E5)) 시공 전경을 그림 2~5에 제시하였다.

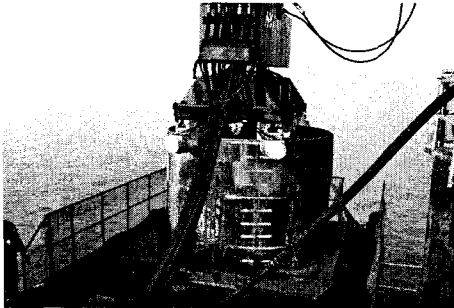


그림 2. 바이브로 해머링

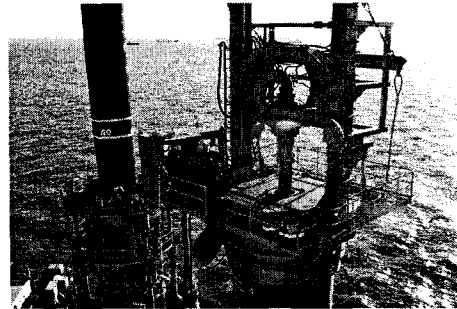


그림 3. RCD 작업 전경

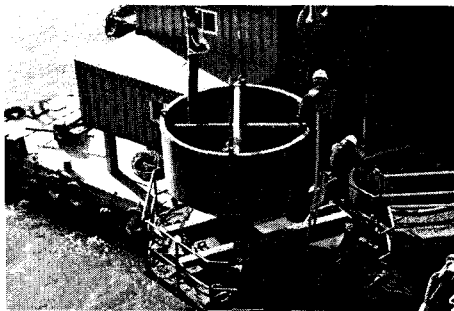


그림 4. 콘크리트 타설

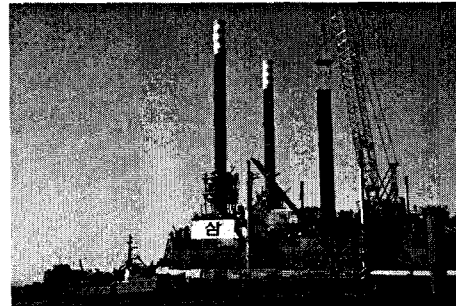


그림 5. 철근망 인양

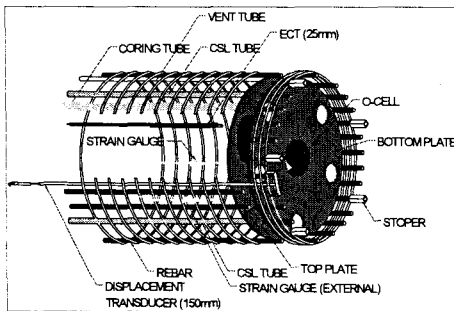


그림 6. 계측기 설치도

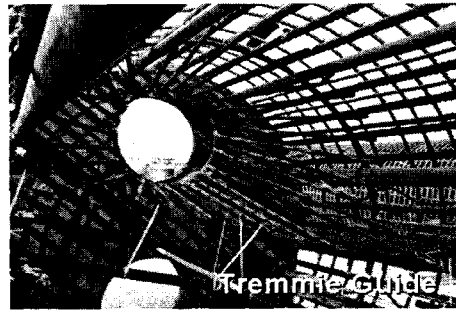


그림 7. 트레미가이드

시험말뚝의 콘크리트 타설은 O-cell 상하에 배치된 가압판 중 상부가압판에 설치된 트레미가이드를 이용하여 트레미를 말뚝선단까지 설치할 수 있도록 하였으며, 말뚝선단부터 채워지는 콘크리트는 O-cell 상하부 가압판에 위치한 flow hole 을 통하여 상부까지 채워져 O-cell 위치에서 콘크리트에 공극이 발생하지 않도록 계획함으로써 시험말뚝 시공 후 선단그라우팅과정을 배제하였다. 또한, 시험 종료 후 선단부 코어링을 통하여 O-cell 하부 콘크리트 상태를 확인할 수 있도록 시험말뚝 선단근처까지 코어링가이드튜브를 건전도 시험튜브 설치 시 함께 설치하였다.(그림 6, 7 참조)

인천대교 현장의 시험말뚝에 사용된 O-cell은 일반적인 하중재하도구에 사용하는 유압유를 사용하

지 않고 수압펌프와 물을 이용하여 환경오염을 방지하였고, 별도의 공기투입구(vent tube)를 설치하여 시험과정에서 O-cell의 팽창으로 발생한 공극에 그라우팅처리가 용이하도록 계획하였다. 수압을 이용하여 상하 양방향으로 4800톤까지 재하 할 수 있는 O-cell은 시험말뚝별로 2~5개까지 재하과정에서 편심을 최대한 방지할 수 있도록 대칭형으로 배치하였다.

시험수행은 4본의 시험말뚝에 대하여 총20일의 일정으로 계획 하였으나, Sepbarge 이동 및 setting 과기후조건(강풍에 의한 시험말뚝 접근불가 등)의 영향으로 31일에 걸쳐 시험을 완료하였다.

### 3. 재하시험 결과의 분석

O-cell 재하시험은 ASTM D1143에서 규정하고 있는 급속 재하방식을 따라 수행하였다. 그림 8에 오스터버그 시험 결과 하중-변위 곡선을 도시하였다.

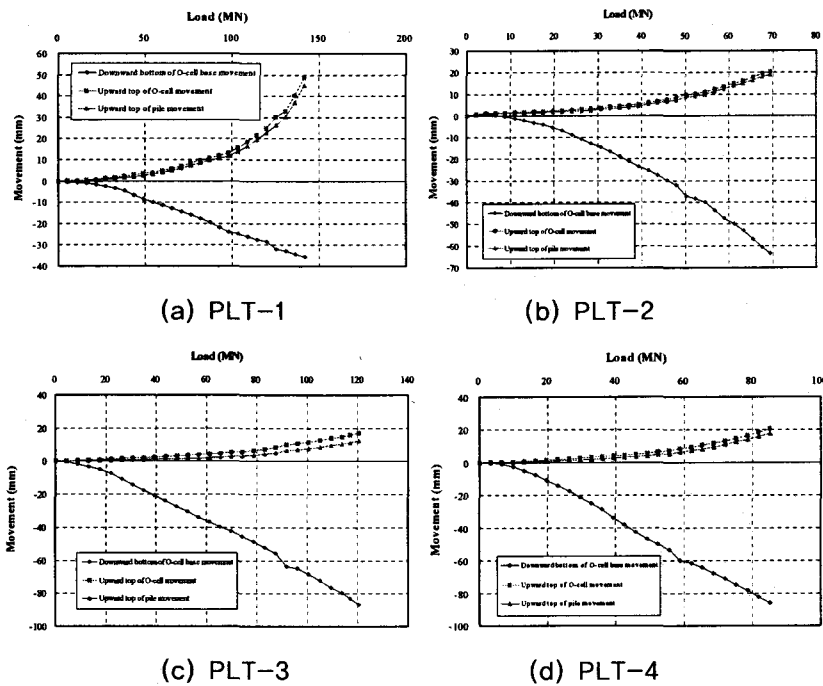


그림 8. 오스터버그 시험 결과 하중-변위 곡선

Davisson 방법과 DeBeer log-log method으로 극한하중을 산정시 시험결과로 얻은 데이터만으로는 극한하중을 얻을 수 가 없어서 외삽법을 사용하였다. 이 때, Davisson 방법에 의하여 극한하중을 결정하는 경우 침하량이 상당히 크게 평가되는 반면 DeBeer 방법에 의하여 극한하중을 결정하는 경우 침하량이 과소하게 산정된다. 본 현장에서는 위의 방법의 결과를 신뢰할 수 없어서 절대 침하량 기준을 적용하였다. FHWA 기준에서의 극한하중은 말뚝직경의 5% 침하발생 시의 하중으로 정의되는데 본 과업현장의 현장타설말뚝은 대구경이고 안전측의 설계를 위하여 말뚝직경의 1%에 해당하는 침하량 크기에서 극한하중을 결정하였다. AASHTO LRFD(2004) 규정에 따르면 암반근입말뚝의 주요 설계절차는 우선 암반근입 말뚝 구간의 탄성침하와 말뚝선단부 아래의 암반의 침하량을 구한 후 이들을 더하여 10mm 미만인 경우 주면저항력만으로 설계하고, 합산된 침하량이 10mm 이상인 경우 선단지저항력만으로 설계한다. 이는 말뚝의 상대변위가 10mm이상 발생되는 경우 주면에서 취성파괴가 발생하며 이 때, 주면에서의 잔류강도가 0이된다는 극단적으로 보수적인 가정에 바탕을 두고 있다. 이 방법은 신선한 암반(sound rock)에 적용될 경우 얼마간의 타당성을 찾을 수 있다. 그러나, 본 현장의 O-cell 시험결과에서 볼 수 있듯이 풍화

암과 연암에서 주면저항력-변위 곡선(그림 9)은 변위연화 현상을 보이지 않고 변위가 증가함에 따라 계속적으로 주면저항력이 증가하고 있다.

따라서, 암반근입말뚝의 지지력 산정시 주면 또는 선단지지력을 말뚝침하량의 크기에 따라 결정하는 방법은 암반상태에 따라 선택적으로 적용되어야 한다. 인천대교 현장에서 경암에서는 취성과괴가 예상되므로 말뚝이 근입되는 경우에는 주면 또는 선단지지력중 하나를 택하고자 하였다. 그러나 풍화암과 연암에 근입된 경우에는 말뚝근입 암반이 절리 또는 국부균열 등 불연속면을 다수 포함하고 있어서 상당량의 상대변위를 일으킬 때까지 말뚝과 암반사이에 전단력이 발휘되기 때문에 전체지지력 산정시에 주면과 선단지지력을 더하여 지지력을 산정하였다. 시험 결과를 본 구간 말뚝설계에 적용하기 위해 우선, 풍화암 주면의 경우 그림 10에 근거하여 표 2와 같이 정리하였다.

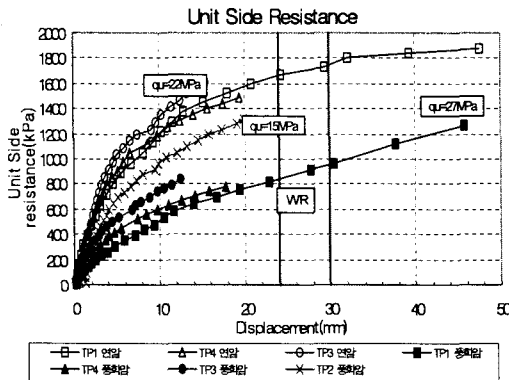


그림 9. 풍화암/연암에서의 주면저항-변위곡선

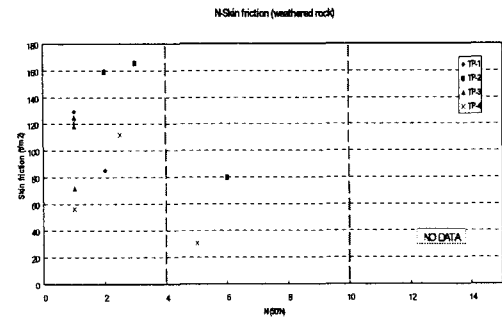


그림 10. 풍화암의 주면마찰력과 N값 관계

풍화암 선단의 경우, O-cell 시험 자료가 부족하여 도로교시방서 기준( $300 t/m^2$ )을 적용하였다. 연암의 주면과 선단의 경우 그림 11에 도시한 점하중 강도, 일축압축강도, TCR, 탄성계수와와의 상관성을 이용하여 결정하였으며 표 3에 그 결과를 수록하였다.

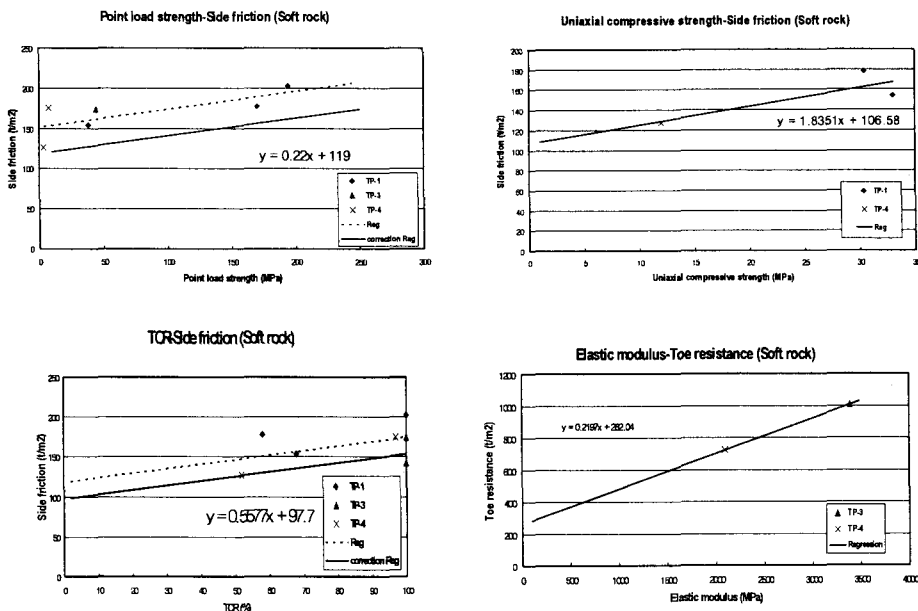


그림 11. 연암의 점하중 강도, 일축압축강도, TCR, 탄성계수와 주면 및 선단지지력 관계

표 2. 풍화암의 주면지지력

N	극한주면지지력(tf/m <sup>2</sup> )
N < 50/5	60
50/5 ≤ N ≤ 50/10	30
50/10 < N ≤ 50/15	20

표 4. 경암의 선단지지력

TCR(%)	RQD(%)	일축압축강도(MPa)	점하중에 의한 일축압축강도(MPa)	선단지지력(tf/m <sup>2</sup> )
100	74	100	80	1800

표 3. 연암의 주면 및 선단지지력

점하중 강도(MPa)	일축압축 강도(MPa)	TCR (%)	극한주면지지력(tf/m <sup>2</sup> )	일축압축 강도(MPa)	점하중 강도(MPa)	탄성계수(MPa)	TCR(%)	극한선단지지력(tf/m <sup>2</sup> )
3.5이상	12이상	-	120	12이상	20이상	-	-	700

암반의 일축압축강도 및 점하중강도가 위 표 3에 명기한 기준치를 하회하는 경우 그림 11에 도시한 상관성을 이용하여 지지력을 저감하여 적용한다. 경암의 선단지지력은 그림 12에 도시한 일축압축강도, RQD와의 상관성을 이용하여 결정하였으며 표 4에 그 결과를 수록하였다.

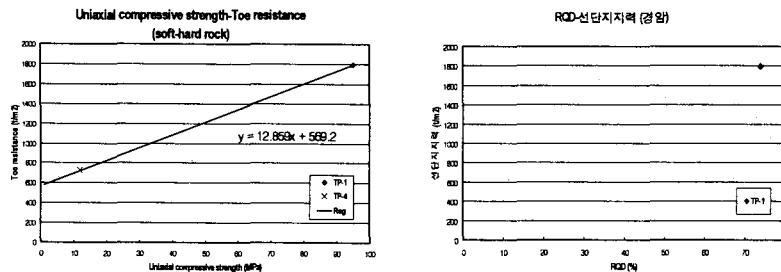


그림 12. 경암의 일축압축강도, RQD와 선단지지력 관계

## 4. LRFD 설계법의 적용

### 4.1 LRFD 설계법

LRFD 설계법은 신뢰성과 확률이론에 근거하여 하중과 지지력에 각각의 안전율을 적용하는 방법이다. 하중과 지지력을 분리하는 이유는 불확실성의 원인이 다르기 때문이며 각각 안전율을 통하여 하중은 증가되고 지지력은 감소된다.

LRFD 설계에 근거한 기본적인 공식은 식 (1)과 같다.

$$\Phi R_n \geq \sum \gamma_i Q_i \quad (1)$$

여기서,  $\Phi$  : 저항계수,  $\gamma_i$  : 하중계수

하중계수는 항상 1보다 크며, 파괴의 확률과 하중의 불확실성을 반영하고 저항계수는 1보다 작으며 지지력을 계산하는데 영향을 미치는 지반공학적 변수의 변화성을 반영한다.

일반적으로 하중계수는 지역에 따라서 큰 차이가 없으나 저항계수는 설계방법, 시공방법, 지층상황 등에 따라 큰 차이를 나타낸다.

그림 13은 하중과 지지력에 대한 확률밀도분포(Probability density functions) 곡선을 보여준다.

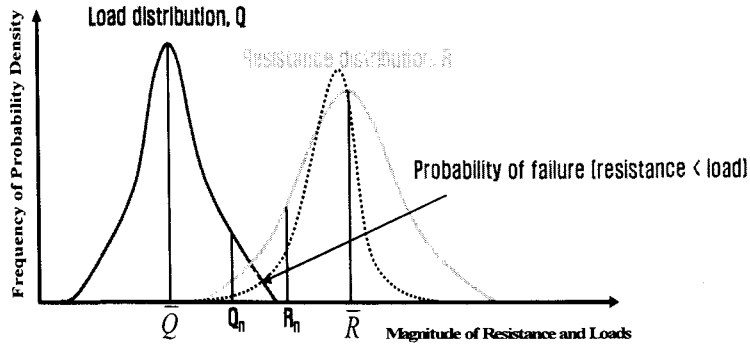


그림 13. 지지력과 하중영향에 대한 확률밀도분포곡선

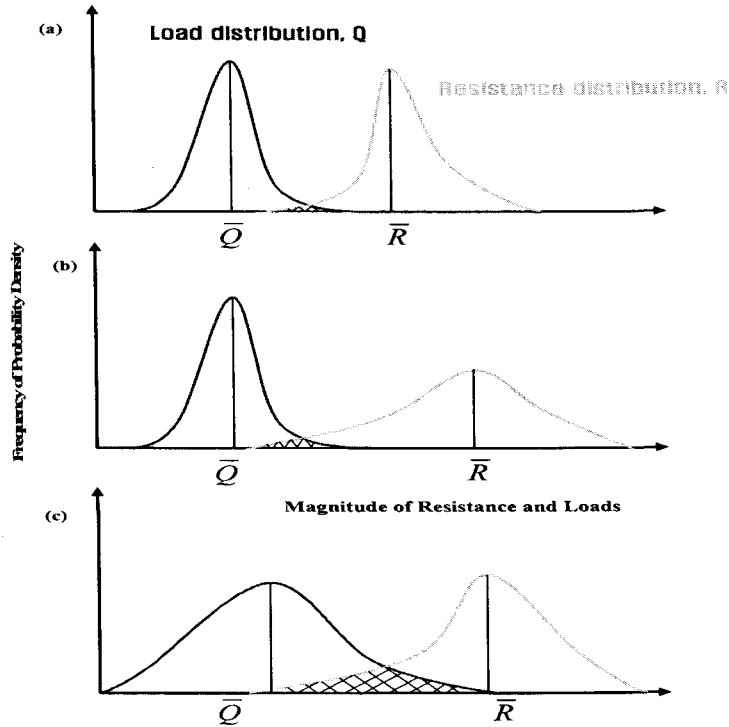


그림 14. 다양한 하중과 지지력 분포 곡선

앞서 언급한 것과 같이 하중은 지지력보다 작은 변화성을 가진다. 작은 변화성을 가지면 그림 13에 점선으로 나타낸 확률밀도 곡선과 같이 곡선의 폭이 작게 나타난다. 파괴는 하중이 지지력보다 클 경우에 발생하므로 파괴 확률은 두 개의 확률밀도 곡선이 겹치는 정도에 관련되어 있다. 그림 14에 확률밀도 분포곡선의 비교를 통하여 이를 구체적으로 나타내었다. 그림 14 (a)의 경우는 파괴의 확률이 상대적으로 작으며 (b)의 경우는 일반적인 기초설계의 경우로서 하중은 변화성이 작으나 지지력은 그렇지 않은 경우이다. (c)의 경우는 하중과 지지력 둘 다 변화성이 큰 경우이다. 모든 그래프의 평균값과 안전율이 같음에도 불구하고 파괴의 확률은 다르며 (c)로 갈수록 파괴의 확률이 커지는 경향을 확인할 수가 있다.

LRFD 설계법을 이용할 경우의 장,단점은 다음과 같다.

우선, 장점을 살펴보면,

- 1) 효율적인 설계로 인하여 비용절약과 신뢰성 개선
- 2) 설계단계에서 불확실성에 대한 합리적인 대처 가능
- 3) 설계와 시공과정의 관계 개선
- 4) 장래에 하중과 저항계수 조정이 간편

단점을 열거하면,

- 1) 하중과 저항계수를 조정하기 위해서는 확률설계 알고리즘과 상당한 양의 자료가 필요
- 2) 자료 질에 따라 계수들이 크게 영향을 받음

그림 15에 저항계수를 산출하기 위한 간략한 절차를 도시하였다.

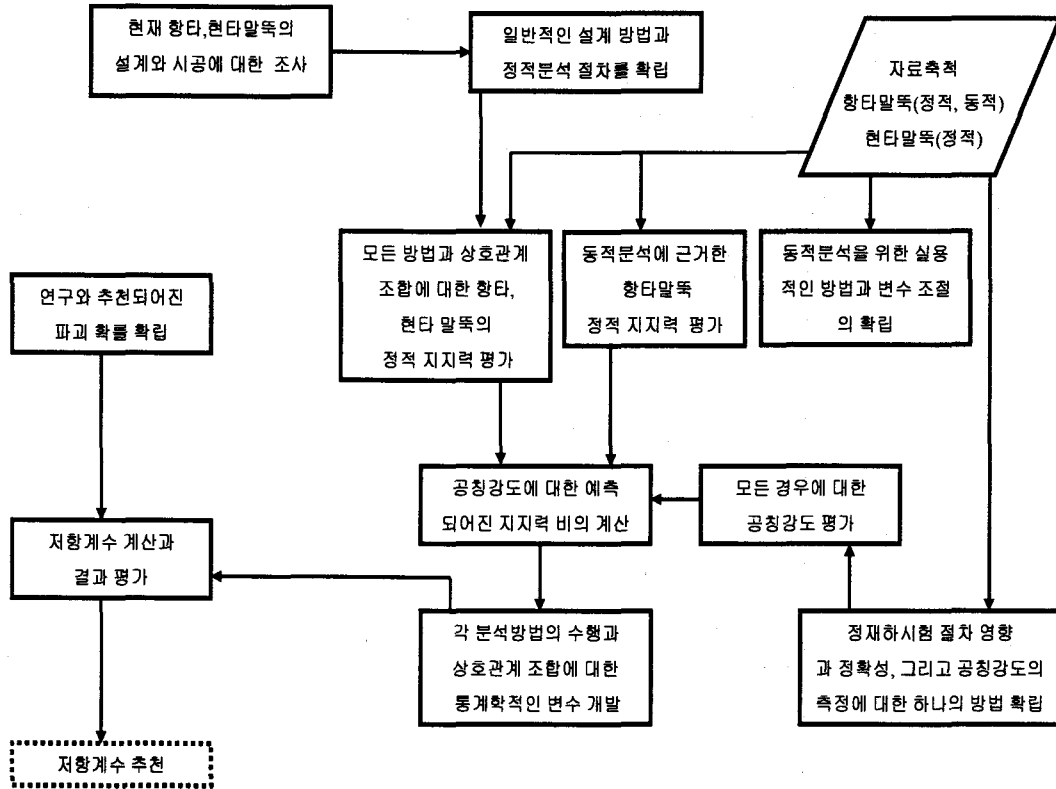


그림 15. 저항계수 산출 절차

AASHTO개정안 보고서인 NCHRP REPORT 507(2004)에서는 현장타설말뚝의 저항계수 산정시 SPT, CPT의 결과를 이용하여 표 5의 상관성을 적용 할 경우 표 6과 같이 추천하고있다.

표 5a. SPT 결과와 물성과의 상관성

물성	SPT를 이용하여
내부마찰각 ( $\phi$ )	Peck, Hanson and Thornburn : $54-27.6034\exp(-0.014N')$
	Schmertmann : $\tan^{-1}[N/(12.2 + 20.3\sigma'/p_a)]^{0.34}$
비배수일축압축강도 ( $S_u$ )	Terzaghi and Peck (1967) : 0.06N
	Hara 1974 : $0.29N^{0.72}$
과압밀비 (OCR)	Mayne and Kemper : $0.5N/\sigma'_0$
상대밀도 ( $D_r$ )	Gibbs and Holtz's Figure



표 5b. CPT 결과와 물성과의 상관성

물성	CPT를 이용하여
내부마찰각 ( $\phi$ )	Robertson and Campanella $atan(0.1 + 0.38 \times \log(q_c/\sigma'_v))$
비배수일축압축강도 ( $S_u$ )	Theoretical : $(q_c - \sigma_0)/N_k$
과압밀비 (OCR)	Mayne : $0.29q_c/\sigma'_v$
상대밀도 ( $D_r$ )	Jamiolkowski : $68\log(q_{cn}) - 68$

$N'$ :보정N치,  $\sigma'_v, \sigma'_0$ :유효수직응력,  $p'_a$ :대기압,  $q_c$ :콘 선단 지지력,  $N_k$ :비배수 전단강도완 관련된 콘 계수,  $q_{cn} = \frac{q_c}{\sqrt{P_a \sigma'_0}}$

표 6. 현장타설말뚝 저항계수 (NCHRP 507,2004)

Shaft Resistance	Soil Type	Design Method	Construction Method	$\phi$ (resistance Factors)		$\phi/\lambda$	
				Redundant	Non-Redundant	Redundant	Non-Redundant
Total Resistance	Sand	R&W	All	0.50	0.40	0.36	0.29
		FHWA				0.38	0.31
	Clay	FHWA	All	0.40	0.30	0.43	0.31
	Sand + Clay	FHWA	Slurry&Dry	0.85	0.70	0.63	0.52
			Casing	0.65	0.50	0.63	0.52
		R&W	Slurry&Dry	0.75	0.60	0.65	0.52
			Casing	0.50	0.35	0.47	0.36
	Rock	C&K	All	0.60	0.60	0.48	0.37
IGM		All	0.75	0.75	0.56	0.44	
Skin Resistance	All Soils	FHWA	All	0.45	0.35	0.48	0.40
		R&W				0.42	0.33
	Rock	C&K	All	0.50	0.35	0.43	0.32
		IGM		0.65	0.50	0.53	0.41

Notes :  $\phi/\lambda$ =효율계수

Redundant=하나의 cap아래 말뚝이 5본이상인 경우

Non-Redundant=하나의 cap아래 말뚝이 4본이하인 경우

FHWA=Reese and O'Neill(1988), R&W=Reese and Wright(1977)

C&K=Carter and Kulhawy(1988), IGM=O'Neill and Reese(1999)

기초 설계에서 불확실성의 근원은 크게 4가지로 분류할 수 있다.(Becker, 1996)

- 1) 하중평가에 대한 불확실성
- 2) 지반물성 평가에 관련된 불확실성
- 3) 현장에 따른 지반조건의 변화에 관련된 불확실성
- 4) 지반과 기초의 실제거동을 모사하는 분석모델에 관련된 불확실성

이 중, 흙과 암의 형성과 퇴적에 관련된 복잡한 생성과정에 기인한 지반조건의 변화와 지반물성 평가와 관련된 불확실성이 가장 크다.

#### 4.2 저항계수의 결정

인천대교 현장에 사용된 저항계수의 산출근거는 우선, 보수적인 설계를 위하여 지반의 변동성이 큰 것으로 가정하고, 말뚝재하시험 데이터 수에 따라 저항계수 값을 차등 적용하는 NCHRP 507 (2004),(표 7)에 따라 저항계수값을 산정하였다. 또한, 본 현장에서 수행한 O-cell 시험은 신뢰도 면에서 정재하시험

보다는 다소 낮고 동재하시험보다는 높은 것으로 평가되므로 표 7에 정리된 NCHRP 507(2004) 기준에서 일률적으로 0.05를 감하여 설계에 적용하였다. 본 현장의 풍화암, 연암, 경암의 주면과 선단에 적용한 저항계수는 표 8과 같다.

표 7. 말뚝정재하시험 시행회수와 지반의 변동성에 따른 저항계수(NCHRP, 2004)

φ(저항계수)			
현장에서의 말뚝정재하시험 시행회수	지반의 변동성		
	낮음	중간	높음
1	0.80	0.70	0.55
2	0.90	0.75	0.65
3	0.90	0.85	0.75
≥ 4	0.90	0.90	0.80

표 8. 본 현장의 풍화암, 연암, 경암에 적용된 저항계수

저항계수	풍화암		연암				경암	
	주면	선단	주면		선단		선단	
	0.75	0.5	0.7	0.6	0.5	0.5	0.5	
	시험회수>4		시험회수=3	시험회수=2			시험회수=1	
	시험회수=2							
	도로교설계기 준							

#### 4. 맺음말

인천대교 민자구간 현장의 4본의 실물 시험 말뚝 시공, 시험 수행 결과 및 LRFD 설계법을 적용한 교량 기초 설계 결과 다음과 같은 결론을 도출하였다.

1. 4본의 대용량 사전 O-cell 시험을 성공적으로 수행하여, 각각 14000, 17000, 24000, 29000 톤의 재하하중을 기록, 대규모 대용량의 해상 말뚝재하시험이 가능함을 확인하였다.
2. 사전 재하시험 용 실물 시험 말뚝을 4본 선 시공함으로써 시공계획 검토, 검증하였으며 시공성을 확인하여 향후 본말뚝 시공에 대비하였다.
3. 사전 재하시험으로 O-cell 시험을 적용할 경우 시험 말뚝의 위치 선정, Cell 용량 및 위치 선정, 계측 상세, 재하용량의 결정, 해상 시험 수행 여건 등 철저한 사전 계획의 수립이 수반되어야 한다.
4. TP-1(E5)를 제외하고는 재하용량의 한계로 상향주면 15~20mm 만 발휘되었다. O-cell 의 Stroke 한계를 볼 때, 재하용량 즉, 시험말뚝 직경을 고려하여 O-cell을 추가 매설하였을 경우 20mm 이상 충분한 변위 확인이 가능했을 것으로 사료된다.
5. O-cell 시험의 특성상 양방향 지지거동의 차이로 인한 한계를 극복하기 위해서는 Cell 자체의 Stroke가 현행(150mm)보다 더 클 필요가 있고, 상, 하판의 tilting 문제와 수압펌프 등이 개선되어야 할 것이다.
6. 보다 안전하고 경제적인 기초 설계 시공을 위해 사전 재하시험(Preliminary Load Test)의 수행이 수반되어야 하며, 이를 위해서는 공사 계획단계에서부터 면밀한 검토 및 준비가 요청된다.
7. 국제건설 환경에서 국제 표준화규격 ISO에 부합하는 합리적이고 선진화된 기초구조물에 대한 설계기

준의 확보는 필연적이며 이를 위한 기초구조물의 신뢰성 해석 및 설계에 대한 연구는 상당히 중요하며 국내에서도 시급히 다루어져야 할 것으로 판단된다.

8. 인천대교 현장에서는 O-cell을 이용한 4본의 실물 재하시험 및 지반조사 결과를 분석한 결과 풍화암과 연암에 근입된 말뚝의 경우 암반이 절리 또는 국부균열 등 불연속면을 다수 포함하고 있어서 상당량의 상대변위를 일으킬 때까지 주면 저항력이 발휘될 것으로 예상되기 때문에 전체지지력 산정시 주면과 선단지지력을 함께 고려하여 지지력을 산정하였고 재하시험을 통해 이를 확인하였다. 다만, 말뚝주면에서 취성과파괴가 예상되는 경암의 경우 암반 소켓부 침하량에 따라 주면 또는 선단지지력을 택일하도록 기준을 마련하였는데 지나치게 보수적인 결정이었다.

9. NCHRP 507(2004)에 의거하여 재하시험 횟수 및 지반 변동성을 감안한 차등 저항계수를 적용하였고, 정재하시험에 가까운 O-cell 재하시험이 신뢰도 면에서 정재하시험보다는 다소 낮고 동재하시험보다는 다소 높은 것으로 평가하여 중간값의 저항계수를 적용하였다.

## 참고문헌

1. *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 2nd edition, Washington, D.C., USA, 1998.
2. Michael W.O'Neil and Lymon C.Reese, "*Drilled Shafts : Construction Procedure and Design Methods (FHWA-IF-99-025)*," FHWA Report, August 1999.
3. Priestley, M. J. N., Seible, F., and Calvi, G. M., "*Seismic Design and Retrofit of Bridges*," John Wiley & Sons, New York, USA, 1996.
4. T. C. Hutchinson, R. W. Boulanger, Y. H. Chai, and I. M. Idriss, "*Inelastic Seismic Response of Extended Pile Shaft Supported Bridge Structures*," PEER Report, December 2002.
5. Randolph, M.F., "Piles Subjected to Torsion," *Journal of the Geotechnical Division, ASCE, Vol. 107, No. GT8*, August, 1981, pp. 1095-1111.
6. Stoll, U.W., "Torque Shear Test of Cylindrical Friction Piles," *Civil Engineering, ASCE, Vol. 42, No. 4*, April., 1972, pp.63-64.
7. *NCHRP REPORT 507 (2004). Load and Resistance Factor Design(LRFD) for Deep Foundations*, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board of the National Academics.
8. Osterberg, J. O. "The Osterberg Load Test method for Drilled Shafts and Driven Piles-the First Ten Years". *Proceedings 7th International Conference on Deep Foundations*, Vienna, Austria., June 15-17, Deep Foundation Institute, Englewood Cliffs, N.J., 1998, 1.28.1-1.28.11.
9. Becker, D. 1996. Eighteenth Canadian Geotechnical Colloquium : "Limit States Design for Foundations. Part I . An Overview of the Foundation Design Process," *Canadian Geotechnical Journal, Vol. 33, No. 6*, December, pp. 956-983.
10. Meyerhof, G.G. 1995. "Development of Geotechnical Limit State Design," *Canadian Geotechnical Journal, 32* : 128-136.