★◉기안	부 장	처 장	본부장	부사장	사 장
			전결		
협 조	건설계획처장:		건설관리처장:		
	민자사업처장:		도로연구소장:		
	기술심사실장:				

암반에 근입된 현장타설말뚝 설계기준 수립

2002. 7.

문서번호	설계구10201- 351
보존기간	10년
결재일자	2002. 7. 22.

부 장	협 조
설계기준부장	
도로설계부장	

한국도로공사

KOREA
HIGHWAY
CORPORATION

목 차

1. 검 토 목 적

2. 도로교 설계기준 검토

3. 설계기준 수립

4. 설계기준 검증

5. 결 론

6. 적 용 방 안

7. 참 고 문 헌

붙 임 : 1. 설계기준(안) 해설

2. 현장타설 말뚝의 재하시험 시방(안)

1. 검토 목적

도로교 설계기준(2000)에서 제시하고 있는 암반에 근입된 현장타설 말뚝의 지지력 산정식은 기존 재하시험 결과와 비교하여 지지력을 과소하게 예측하는 경향이 있으므로 국내 암종에 적합한 지지력 산정식을 수립 적용하여 설계변경 여지를 줄이며 경제적 설계를 지향하고자 함.

2. 도로교 설계기준(한국도로교통협회, 2000) 검토

가. 도로교 설계기준(한국도로교통협회, 2000)에 의한 암반근입말뚝의 설계 절차

1) 말뚝기초의 설계는 “예비설계, 검증시험, 예비설계의 보완”의 절차를 거쳐수행함.

2) 검증시험시 축방향 계측장치를 이용하여 하중전이를 파악해야함.

3) 설계단계에서 시험말뚝에 대한 정재하시험이 곤란한 경우에는 공사초기에 설계확인을 위한 말뚝 정재하시험을 수행함.

나. 도로교 설계기준 해설 하부구조 편(대한토목학회, 2001) 검토

1) 국내에서 시공되는 현장타설말뚝은 대부분 연암에 시공되므로 지지력 예측식은 AASHTO 방법을 우선적으로 적용할 것

2) AASHTO 방법

◎ 말뚝의 침하량에 따른 허용지지력 산정 방법

△암반근입부 침하량이 10mm 이하인 경우: 주면마찰력만 고려

△암반근입부 침하량이 10mm 이상인 경우: 주면과 선단지지력을 함께 고려

◎ 암반의 일축압축강도와 암석 코아의 일축압축강도의 관계

△ $C_m = \alpha_E \cdot C_o$, $\alpha_E = 0.023(RQD)-1.32 \geq 0.15$

여기서, C_m : 암반의 일축압축강도,

C_o : 암석코아의 일축압축강도

◎ 암반의 극한 주면마찰력(Q_{SR})

△ $Q_{SR} = \pi B_r D_r(0.144 q_{SR})$

여기서, B_r : 암반근입부의 직경,

D_r : 암반근입부의 길이

q_{SR} : 극한 주면마찰력
(도로교설계기준 해설(하부구조 편) p231참조)

◎ 암반의 선단지지력(Q_{BR})

△ $Q_{BR} = N_{ms} \cdot C_o \cdot A_B$

여기서, N_{ms} : 암의 종류별로 정해지는 값
(도로교설계기준 해설(하부구조 편) p135참조)

C_o : 말뚝 선단아래 2D이내에서 채취된 암석코아의 일축압축강도

A_B : 말뚝의 선단 단면적

다. 도로교 설계기준에 의한 설계(예)

1) 지반조건

풍화암 지반	깊이 (m)	지반특성	말뚝
토사	20	평균 N'_{46} =15	
풍화암	24.0	N=50/2 q_u=150kg/cm^2	
풍화암	30.0	RQD=0% E =1,500kg/cm^2	

연암 지반	깊이 (m)	지반특성	말뚝
토사	20	평균 N'_{46} =15	
연암	21.5	RQD=30%	
연암	30.0	q_u=700kg/cm^2 E =40,000kg/cm^2	

2) 말뚝조건

- 직 경 : 1.5m,
- 일축압축강도 : 240kg/cm^2
- 탄성계수 : 230,000kg/cm^2
- 설 계 하 중 : 800ton

3) 말뚝의 허용 지지력

구 분	도로교 설계기준(2000)			
	적정근입깊이 유지		근입깊이를 증가시켜 지지력 확보	
	풍화암지반	연암지반	풍화암지반	연암 지반
암반근입깊이(m)	4.0m(2.7D)	1.5m(1.0D)	9.0m(6.0D)	7m(4.7D)
암반근입부 침하량(mm)	6.0	1.1	3.8	1.0
허용 주면 마찰력(ton) (허용 주면 응력t/m^2)	207.6 (11.0)	182.2 (25.8)	830.5 (11.0)	850.4 (25.8)
허용 선단 지지력(ton) (허용 주면 응력t/m^2)	219.2 (124.1)	99.0 (56.1)	219.2 (124.1)	99.0 (56.1)
허용 지지력(ton)	207.6	182.2	830.5	850.4

라. 도로교 설계기준 적용시 문제점

1) 설계단계에서 재하시험을 수행하여 그 결과로 지지력을 산출하는 것은 현실적으로 불가하므로 말뚝 설계는 도로교 설계기준 해설(하부구조편, 2001)에서 제시하는 AASHTO 지지력 산정식을 사용하여야함.
2) 미국의 퇴적암에 비하여 RQD가 작으나 일축압축강도가 크게 나타나는 국내 암종에 AASHTO 지지력 산정식을 적용시 연암의 선단지지력이 풍화암 선단지지력의 약 1/2수준으로 매우 저평가되는 문제점 발생
3) 기존 재하시험결과와 비교하면 현재의 적정 근입깊이를 유지하는 경우에도 지지력이 충분하나, AASHTO 기준을 적용시 암반근입깊이를 풍화암의 경우 기존 설계의 약 2배 이상, 연암의 경우 약 4배 이상 굴착해야하므로 매우 보수적인 설계를 유도하고 시공성이 저하됨. (말뚝공사비 약 30% 증가)

3. 설계기준 수립

가. 설계절차

1) 현장 인근의 동일 암종에 대한 재하시험결과가 있는 경우

- 재하시험 분석결과를 이용하여 지지력 산정

2) 현장 인근의 동일 암종에 대한 재하시험결과가 없는 경우

- 금번 수립된 기준을 이용하여 설계수행하고, **공사초기에 말뚝재하시험을 수행하여 설계의 적정성을 파악하여야** 함.

나. 지지력 산출 기준(안)

1) 말뚝의 지지력은 암반근입부 변위에 관계없이 주면마찰력과 선단지지력의 합으로 산출

2) 암종별 지지력 산출 개요

◎ RQD(Double Core Barrel 기준) ≤10 인 지반

△ 지반 상태 설명 : 비보정한 N치가 50타에 5cm이하로 관입되고 채취된 시료가 암편으로 존재하는 경우 또는 RQD가 10%이하인 경우.

△ 주면 마찰력 : 토사부 마찰력은 무시하되 Canadian Foundation Engineering Manual(Canadian Geotechnical society 1992, 3rd edition)의 기준을 준용함.

△ 선단 지지력 : 도로교 설계기준 해설 하부구조편(2001)의 토사부 기준 준용

◎ RQD(Double Core Barrel 기준) >10 인 지반

△ 지반상태 설명 : RQD >10 이상인 상태로 일축압축시험을 위한 시료 채취가 가능한 지반

△ 주면마찰력 : 토사부 마찰력은 무시하되 Canadian Foundation Engineering Manual(Canadian Geotechnical society 1992, 3rd edition)의 기준을 준용함.

△ 선단 지지력 : Peck et al.(1974)의 기준을 준용함.

△ 암반근입깊이 : 양호한 암반이 갑자기 출현하는 경우 시공성을 고려하여 암반근입깊이는 1D를 확보함.

3) 주면 마찰력 산정 기준

◎ Canadian Foundation Engineering Manual(Canadian Geotechnical society 1992, 3rd edition)의 기준을 준용함.

△ $Q_s = \pi b_s L_s q_s$

여기서, Q_s : 극한 주면 마찰력(ton), b_s : 암반근입부 말뚝직경(m)

L_s : 암반근입부 근입길이(m), q_s : 암반근입부 극한 주면마찰응력(t/m^2)

- q_s 산정

○ 암반 근입깊이가 3D 이상인 경우 국부적인 취약부위 존재 및 점진적인 파괴(progressive failure) 등을 고려하여 주면마찰력의 약 1/3을 감소시켜 지지력을 산정

○ 암석 코아의 일축압축강도 ≤ 콘크리트의 일축압축강도인 경우

- $q_s = 0.63 p_a \left(\frac{q_u}{p_a} \right)^{0.5}$

여기서 q_s : 극한 주면 마찰응력(t/m^2), p_a : 대기압(t/m^2)

q_u : 암석코아의 일축압축강도(t/m^2)

○ 암석 코아의 일축압축강도 > 콘크리트의 일축압축강도인 경우

- $q_s = 0.05\sigma_c$

여기서 q_s : 극한 주면 마찰력(t/m^2), σ_c : 콘크리트의 일축압축강도(t/m^2)

4) 선단 지지력 산정 기준

◎ RQD ≤ 10% 인 경우 토사부의 지지력 산정기준을 적용함.
(도로교 설계기준 해설(하부구조편) pp228 ~230 참조)

◎ RQD > 10% 인 경우 아래에 제시된 Peck et al.(1974)의 RQD와 허용지지력과의 관계를 적용함.

RQD	허용 지지력		비고
	t/ft^2	t/m^2	
90~100	200~300	2,152~3,228	
75~90	120~200	1,291~2,152	
50~75	65~120	699~1,291	
25~50	30~65	323~699	
0~25	10~30	108~323	

단, 제시된 RQD값 사이의 값은 선형 보간법을 이용하여 허용 지지력 산출

5) 침하량 산정기준

◎ 도로교 설계기준 또는 Rowe and Armitage(1987) 의 수치해석 결과를 이용하여 침하량 산정

4. 설계기준 검증

가. 정재하시험 조건

◎ [3)]H와 [3)]N 현장의 말뚝이외에는 본 구조물에 직접사용되는 말뚝이므로 극한하중까지 재하못함

◎ 최대 재하하중은 당초 설계하중의 2배까지만 재하함

나. 재하시험 및 지지력 산정 결과

암 반			재하시험 결과			허용지지력(ton)		[4)]암반 근입부 침하량 (㎜)
구 분		지반 조건	직경(m) (근입 깊이)	허용설계 지지력 (ton)	[2)]침하량/탄성압축량	도로교 설계기준	금번 설계기준	
[1)]RQD ≤10 또는 N≥ 50/5 인 경우	A	N≥50/5 인 경우	1.0 (10.5D)	447.0	0.41	363.4	689.9	5.4
	B		1.0(4.5D)	454.5	0.50	155.7	361.4	7.0
	C		1.5(3.2D)	604.0	0.74	249.2	613.3	7.5
	D		1.2(6.3D)	450.0	0.86	311.4	658.4	5.3
	E		1.5(3.8D)	876.5	0.76	295.9	687.2	9.7
	F		1.5(3.7D)	702.5	0.83	285.5	670.8	7.8
	G		1.5(1.7D)	698.0	0.77	354.1	539.4	11.7
	[3)]H		0.4(3.0D)	43.0	2.71	16.6	44.7	1.6
	I	RQD =0~10	1.5(3.3D)	876.5	1.04	478.7	630.0	10.9
	J	RQD= 0~10	1.5(5.4D)	730.0	0.47	419.4	882.7	7.1
RQD > 10 인 경우	K	RQD=12	1.5(3.1D)	1,100.0	0.52	467.2	963.8	3.3
	L	RQD=30 q_u=700가정	1.2(1.6D)	900.0	1.58	167.9	736.9	1.7
	M	RQD=17	1.5(1.3D)	876.0	1.20	188.9	807.3	1.2
	[3)]N	RQD=45	0.4(1.9D)	119.5	2.01	19.0	119.3	0.4

[1)]RQD ≤10 인 경우: N치 50타에 5cm이하로 관입 또는 RQD가 10% 이하인 경우로 정함

[2)]설계하중×2 인 하중에서 구한 값(단, 침하량은 전체침하량이며, 탄성압축량은 (PL)/(EA)로 산출함)

[3)]극한하중까지 재하된 시험 결과

[4)]설계하중 작용시 암반근입부에서 산출된 침하량

다. 재하시험 결과 분석

1) 극한하중까지 재하한 $^{3)}$H와 $^{3)}$N의 경우 (침하량)/(탄성압축량)이 약 2이상을 나타내고 있으며, (침하량)/(탄성압축량)<1인 경우는 하중이 말뚝의 선단까지 전달되지 않은 상태로 하중을 더 많이 받을 수 있음을 의미함.
2) 작용하중과 침하량과의 관계가 대부분 선형적인 상태를 보이므로 허용 설계지지력은 충분한 재하를 수행하지 못하여 작게 나타난 상태임
3) 극한 하중까지 재하한 $^{3)}$H와 $^{3)}$N의 경우 허용지지력이 금번 수립된 설계기준(안)으로 산출된 허용지지력과 잘 일치하고 있음.

5. 결 론

가. 설계 및 시공

1) 현장타설말뚝의 설계시 암종별 지지력 산출기준은 아래와 같이 적용

► RQD ≤10 인 경우 (N치가 50타에 5cm 이하로 관입 또는 RQD가 10% 이하)
- 주면 마찰력 : Canadian Foundation Engineering Manual(1992)을 준용.(단, 암반 근입깊이가 3D이상인 경우 주면 마찰력의 1/3을 감소시킴)
- **선단지지력 : 도로교 설계기준(2000) 토사부 기준 준용**

► RQD > 10 인 경우
- 주면 마찰력 : Canadian Foundation Engineering Manual(1992)을 준용.
(단, 암반 근입깊이는 1D를 원칙으로 하며, 근입깊이가 3D 이상인 경우 주면마찰력의 1/3을 감소시킴)
- **선단지지력** : Peck et al.(1974)**의 제안 내용을 준용.**

2) 현장 인근의 동종 암종에 대한 **시험결과 분석에 의한 지지력 산정이 가능한 경우 위 설계기준에 우선하여 적용.**
3) 암의 공학적 성질 또는 시공방법이 특이하여 금번 수립된 기준을 적용하는 것이 타당하지 못한 경우 기존의 연구결과 및 외국의 시방기준을 참고로 하여 별도의 기준을 적용할 수 있음.
4) 공사초기에 반드시 재하시험을 수행하여 설계의 타당성을 확인한 후 나머지 말뚝을 시공
5) 재하시험을 수행하는 말뚝에는 **계측기를 설치하여 하중전이관계를 파악할 수 있도록** 함.

나. 재하시험 및 계측관련 시방기준 수립

1) **재하시험 수행방법** 및 계측기 종류, 매설 방법 등에 대한 구체적인 **시방기준을 수립** ⇒ **도로연구소**

2) 재하시험 및 하중전이 측정 결과를 반드시 도로연구소에 송부하여 자료축적 ⇒ **재하시험 시행부서, 도로연구소**

3) 향후 설계기준 보완 ⇒ **설계처, 도로연구소**

다. 설계기준 보완

금번 설계기준은 제한된 자료를 이용하여 수립된 기준으로 향후 충분한 재하시험 및 하중전이 측정 자료가 축적되면 금번 설계기준을 재 보완 함.

6. 적용방안

가. 설계중인 노선 : 금번 설계기준 적용

나. 공사중인 노선 : 현장여건에 따라 공사시행부서에서 결정

※ 공사중인 노선의 암반에 근입된 현장타설말뚝 설계현황(시공 완료된 교량제외)

사업소	노선명	공구	교량명	교각 및 교대 수	말뚝직경 (mm)
계				156	
대전-당진	당진~대전	1	용수천교	16	1,500
			산말교	22	1,500
익산-장수	익산~장수	5	신촌교	7	1,800
청원-상주	중부내륙 (상주~수안보)	10	석현교	27	1,500
현풍-김천	김천~현풍	6	낙동대교	34	1,500
			지동교	22	1,500
	88선 (옥포~성산)	3	88낙동강교	13	1,500
대구-포항	대구~포항	9	내단2교	13	1,500
영남1	경부 (동대구~구미)	2	남율교	2	1,500

7. 참고문헌

가. 대한토목학회, “도로교 설계기준 해설(하부구조편)(2001. 9.)” pp.217~243

나. Canadian Geotechnical Society, "Canadian Foundation Engineering Manual 3rd edition(1992)" pp.320~330

다. Farmer, I. W.(1975), " Stress distribution along a resin grouted anchor", International Journal of Rock Mech & Geomech. Abstr., vol12,

라. Ladanyi, B.(1977), "Friction and end bearing tests on bedrock for high capacity socket design: Discussion. Canadian Geotechnical Journal, Vol14

마. Ooi, L. H. and Carter, J. P.(1987),"Direct shear behavior of concrete-sandstone interfaces, Proc, 6th International Conference on Rock Mechanics, Montreal, ISRM

바. Peck, R. B., Hanson, W. E., and Thornburn, T. H.(1974), "Foundation Engineering" John Wiley and Sons, pp.361~374.

사. Pells, P.J.N. and Turner, R.M(1979), "Elastic Solutions for Design and Analysis of Rock Socked Piles", Canadian Geotechnical Journal, Vol16, No3, pp261-285

아. Reese, L. C., and O'Neil, M. W.(1988),"Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods", FHWA Publication No.FHWA-HI-88-042

자. Rowe, R. K. and Armitage, H. H.(1987), "Theoretical solutions for the axial deformation of drilled shafts in rock. Canadian Geotechnical Journal, Vol 24, pp.114~125

암반에 근입된 현장타설말뚝의 설계 기준 수립(요약)

구분			도로교 설계기준	금번 수립기준
개념			- 재하시험 분석후 지지력 산정 - 시험불가시 산정식 사용	- 지지력 산정식 이용 설계수행 - 공사초기에 재하시험 수행 지지력 확인
근거	주면마찰력		AASHTO 기준	Canadian Foundation Engineering Manual(1992) 준용
	선단지지력			RQD ≤10 : AASHTO기준 RQD > 10 : Peck et al(1974)
주면 마찰력	근입 깊이	3D미만	$Q_{SR} = \pi B_r D_r (0.144 q_{SR})$	$q_s = 0.63 p_a \left(\frac{q_u}{p_a}\right)^{0.5}$ 또는 $q_s = 0.05\sigma_c$
		3D이상		q_s ×2/3
선단 지지력	RQD	0 ~ 10	토사기준 적용	토사기준 적용
		10 ~ 25		Peck et al(1974)의 기준 적용
		25이상	$Q_{BR} = N_{ms} \cdot C_o \cdot A_B$	
기대효과			- 산정식 사용시 보수적 설계 유발	- 경제적 설계 유도

붙임1

암반에 근입된 현장타설말뚝

설계기준 해설

2002. 7.

한국도로공사

설 계 처

1. 배경

암반은 각 지역별로 공학적 성질이 매우 달라 각 연구자에 따라 암반근입말뚝의 지지력 산정식에 편차가 매우 크게 나타나고 있는 실정으로 외국의 시방기준을 검증없이 이용하는 경우 국내암반의 성질과 매우 다른 결과를 보이고 있다. 현재 우리나라는 암반근입말뚝의 지지력 산출공식을 유도할 만한 시험결과가 부족하고 국내의 암반 특성에 맞는 만족할 만한 수준의 지지력 산출식이 없어 설계시 적정 지지력 산출이 곤란함은 물론 설계자에 따라 지지력 편차가 커서 국내에서 사용할 수 있는 암반근입말뚝의 설계기준 제시가 절실한 실정이다.

2. 지지력 공식 수립

가. 말뚝의 하중전이 매커니즘

말뚝 두부에 작용하는 하중은 말뚝 주면 상부에서 하부방향으로 하중이 전달되어 결국 선단까지 하중이 전이되게 된다. 즉 하중 초기에는 그림 1과 같이 주면마찰력이 먼저 발휘되고 선단지지력은 크게 발휘되지 못하나 침하량이 증가되면서 선단지지력 부분이 점점 크게 발휘된다.

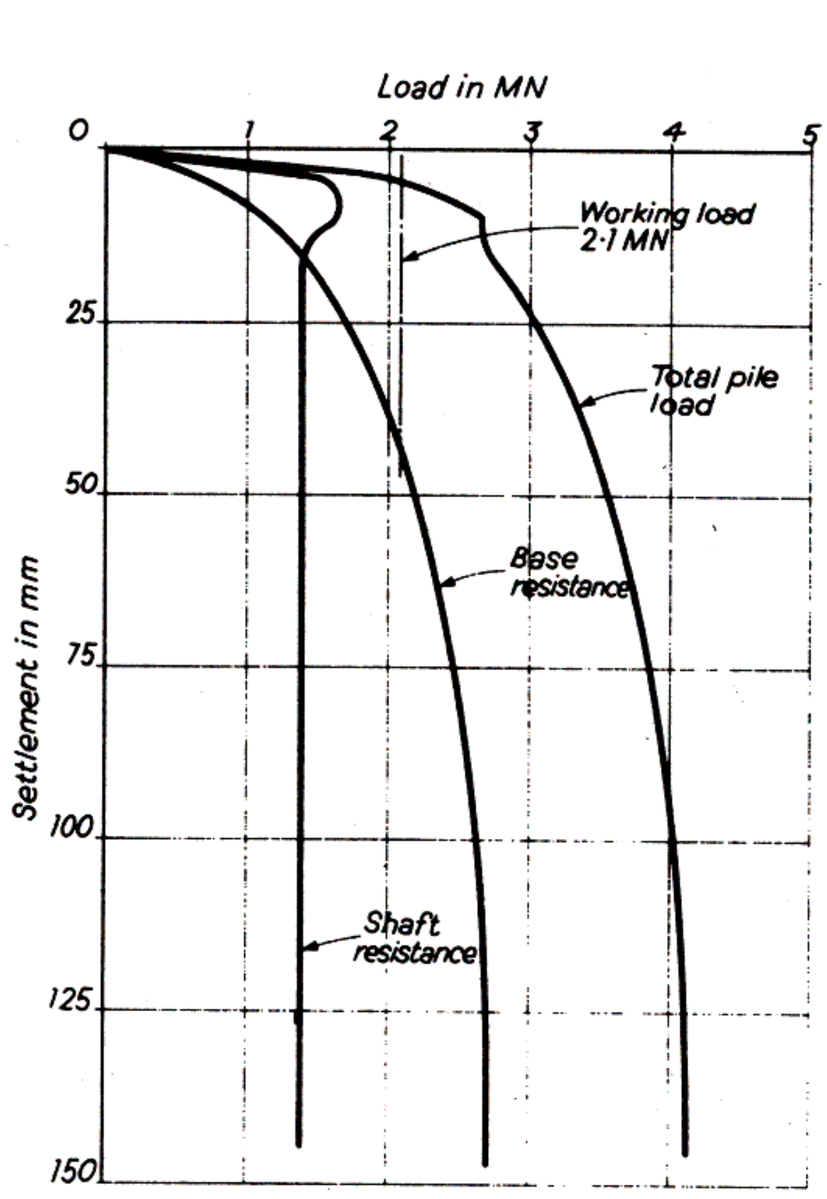


그림 2. 말뚝의 주면 및 선단지지력 분포
(Tomlinson, 1994)

이런 하중전이 매커니즘을 반영하여 AASHTO(2000)기준 등은 암반 근입부 침하량이 10mm이하인 경우 주면마찰력만을 고려하고 암반근입부 침하량이 10mm 이상인 경우 주면과 선단지지력을 동시에 고려하고 있다. 그러나 Ladanyi(1977) 등의 연구결과에 의하면 그림 2와 같이 건설 초기에는 주면 마찰력으로 상부하중이 대부분 지지되나 약 4년이 경과된 후에는 선단지지력이 상부하중의 80%를 지지하고 있으므로 장기적인 관점에서 선단지지력의 발휘를 고려하여 설계 및 시공이 이루어져야 할 것으로 판단된다. 본 설계기준에서는 작용하중 기간별로 하중 분담율을 고려하는 것이 곤란하며, 국내 암반근입말뚝의 하중전이 관계를 알 수 있는 계측자료가 부족하므로 주면과 선단지지력을 설계시 모두 고려하도록 하였다. 다만, 시공방법상 주면 또는 선단지지력 발휘가 곤란한 경우 및 암의 특성상 부득이한 경우 주면마찰력 또는 선단지지력만을 고려하여 설계할 수 있다.

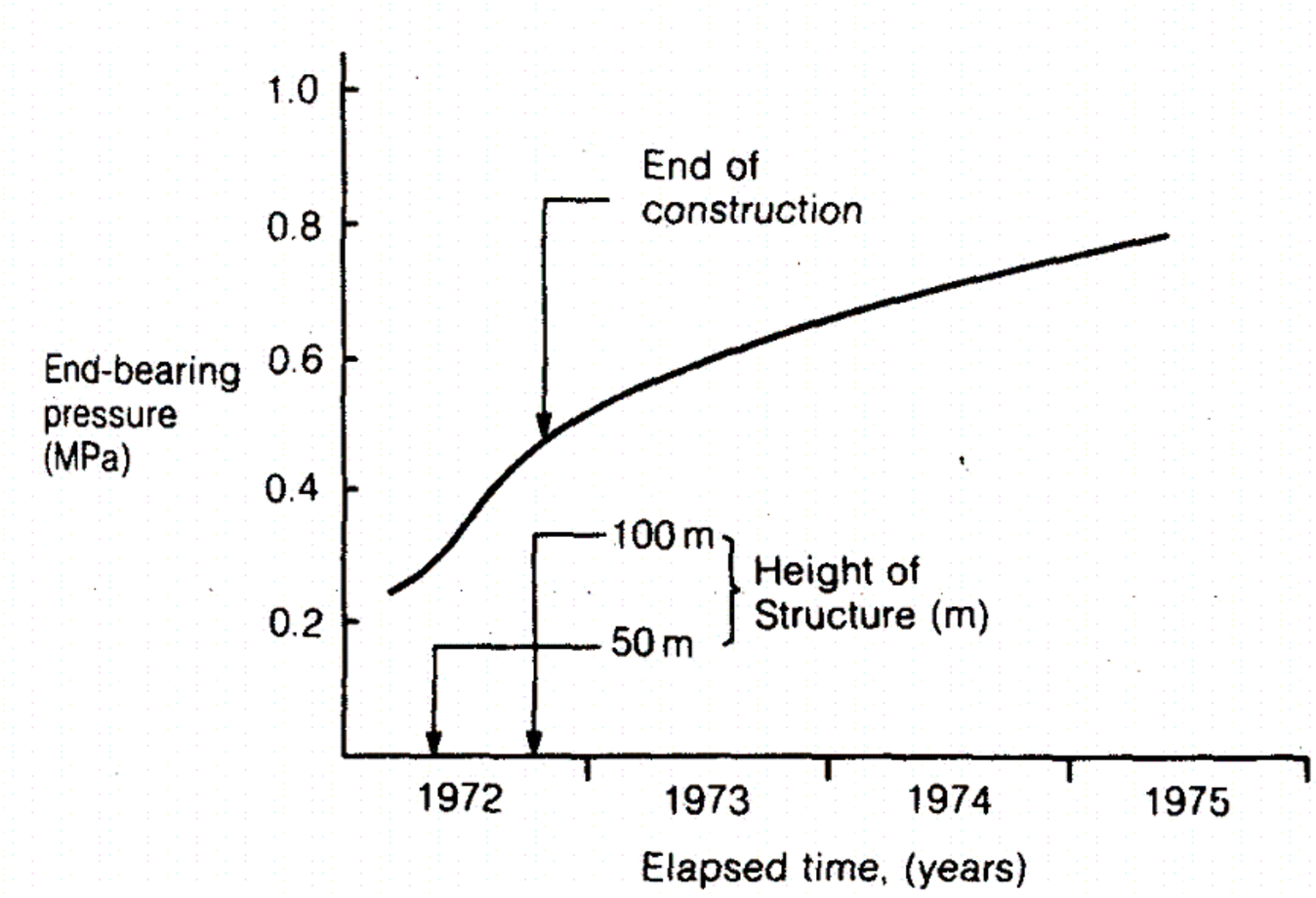


그림 3. 시간경과에 따른 선단지지력 증가(Ladanyi, 1977)

토사부와 암반근입부에서의 주면 마찰력과 변형률과의 관계는 그림 3, 4과 같이 토사부에 설치된 말뚝의 경우 직경의 0.6~0.8%의 침하량에서 최대 주면마찰력이 발휘되고 암반근입부에서는 약 0.5mm의 상대변위에서 최대 주면마찰력이 발휘되므로 동시에 토사부와 암반근입부의 주면마찰력이 발휘된다고 간주하기 곤란하다. 그러므로 암반근입말뚝의 하중전이 특성상 통상의 암반근입말뚝 설계시와 같이 토사부 주면 마찰력은 무시하고 암반근입부의 지지력만으로 지지력을 산출하도록 하였다.

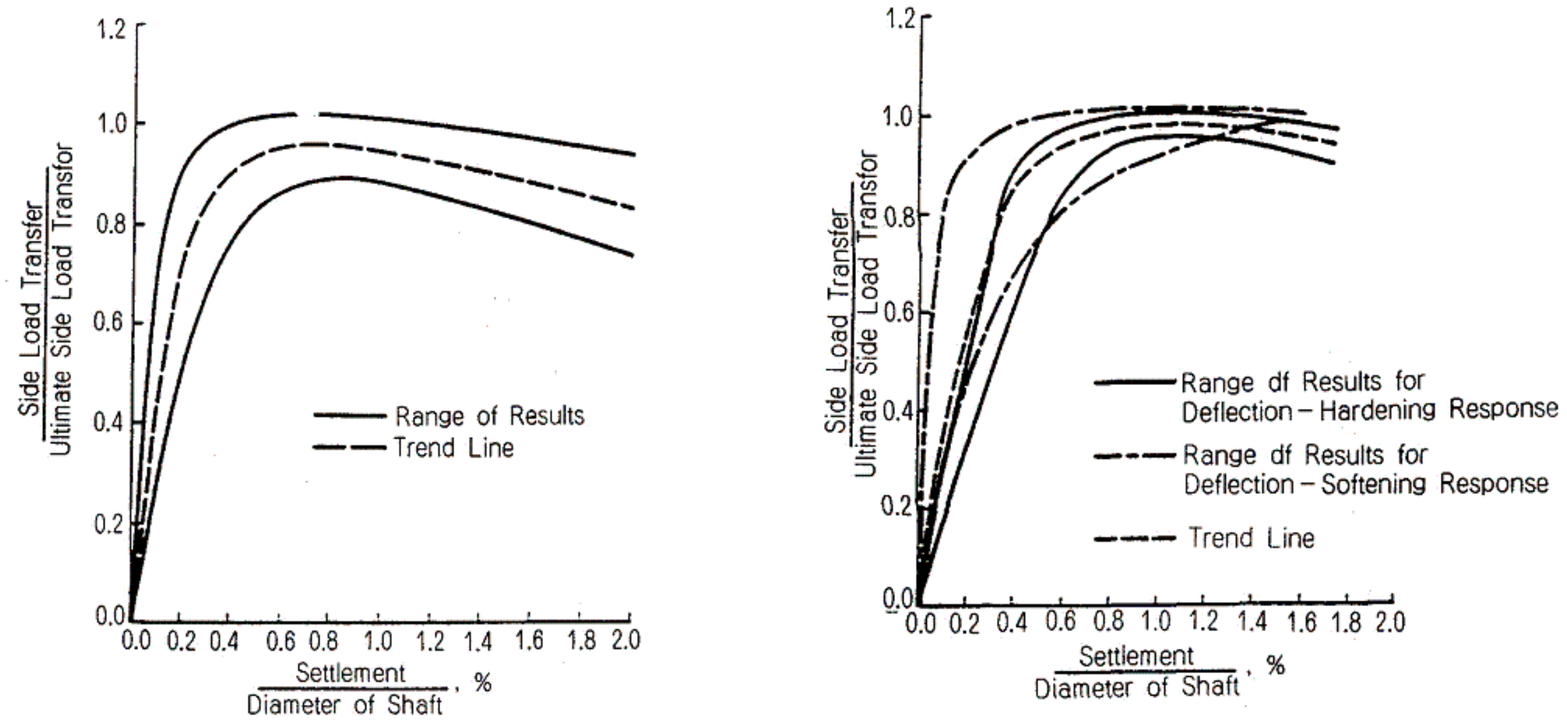


그림 3. 토사부 주면마찰력-변형률 관계(Reese and O'Neill, 1988)

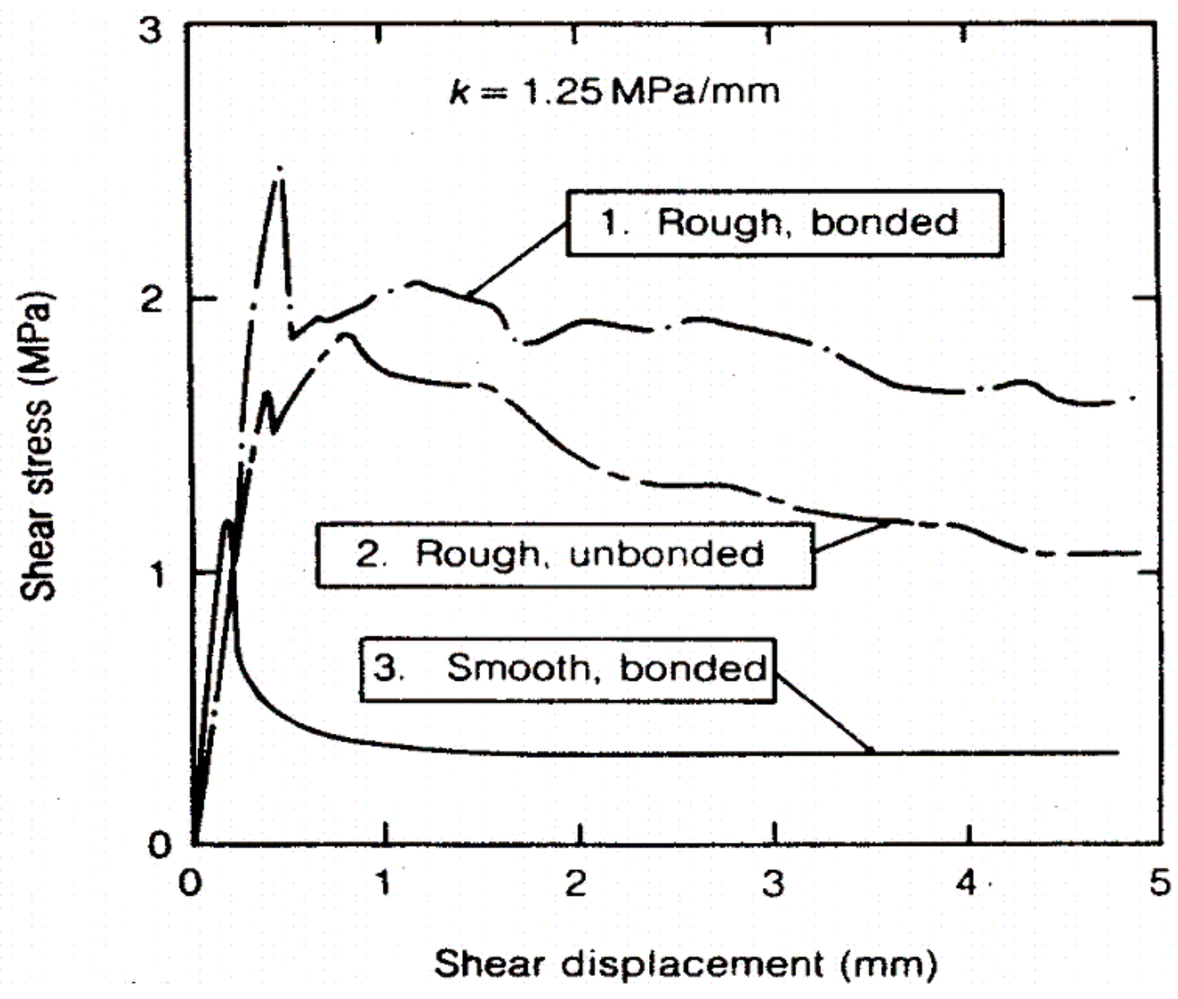


그림 4. 암반근입부 주면마찰력-변형률 관계(Ooi and Carter, 1987)

나. 주면 마찰력

금번 수립기준의 주면 마찰력은 Canadian Foundation Engineering Manual (Canadian Geotechnical Society, 1992)에서 제시하는 기준을 준용하였다. 주면 마찰력은 공벽의 유지가 주면 마찰력 발휘에 중요한 역할을 한다. 풍화암, 연암이란 용어는 암을 성상적으로 개략분류한 용어로 각 기관 및 제안자에 따라 분류기준도 매우 다양하며 공학적 목적으로 이러한 분류는 큰 의미가 없으

며, RQD, 일축압축강도 및 탄성계수 등의 공학적 성질에 따라 설계를 수행하는 것이 타당하다. 금번 수립기준에서는 굴착시 공벽이 잘 유지될 수 있는 기준을 표준관입시험결과로는 50타에 5cm 이하로 관입되는 경우로 규정하였다. 이것은 그 동안의 현장타설 말뚝의 시공경험 및 토질조사시 공벽 유지 사례 등을 근거로 규정한 것으로 이것이 타당하다는 것은 금번 설계기준이 재하시험결과와 잘 맞는 것으로 확인할 수 있었다.

암반이 양호한 경우 암반근입깊이는 1D를 기본으로 하나, 풍화가 많이 진행된 경우 근입깊이를 깊게하여 주면마찰력이 크게 발휘될 수 있도록 설계하는 경우가 있다. 그러나 주면 마찰력이 발휘되는 길이가 길어지는 경우 말뚝의 상부에서부터 하부로 전이되는 하중전이 메커니즘 및 국부적인 취약부위의 파괴 등으로 점진적인 파괴(progressive failure)를 일으킬 수 있고 근입깊이가 깊어짐에 따라 전 깊이를 대표할 수 있는 강도 선정의 곤란 등으로 금번 설계기준에서는 암반의 근입깊이가 3D이상인 경우 주면마찰력을 약 1/3만큼 감소시키도록 하였다. 정착부가 길어서 주면 마찰력을 감소시키는 개념은 그림 5와 같이 앵커의 주면 마찰응력 분포를 고려할 때 타당하다는 것을 알 수 있으며, 실제 설계시 근입깊이가 길어지는 경우 그림6과 같이 설계지지력을 감소시키고 있다.

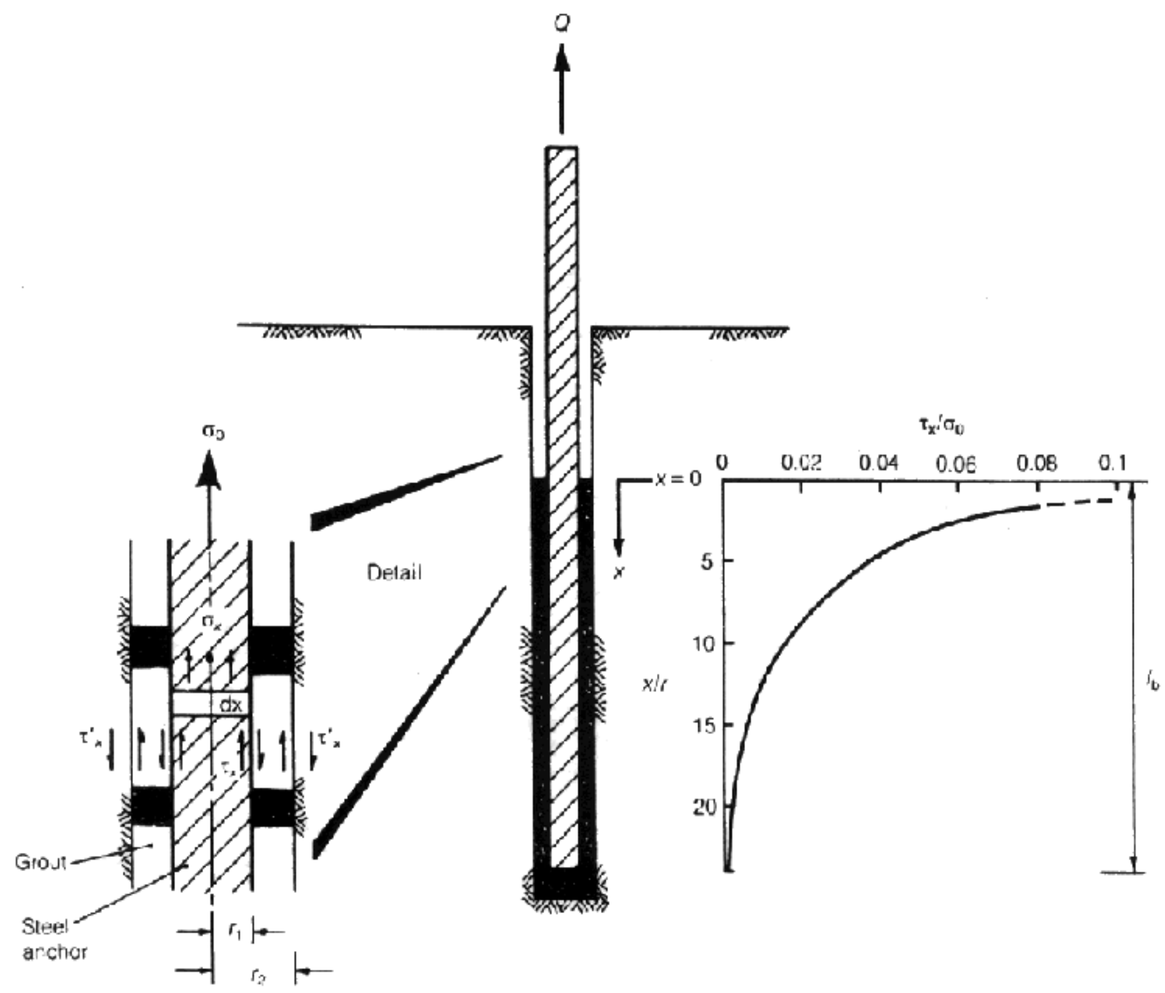


그림 5. 근입깊이별 앵커주면의 응력분포(Farmer, 1975)

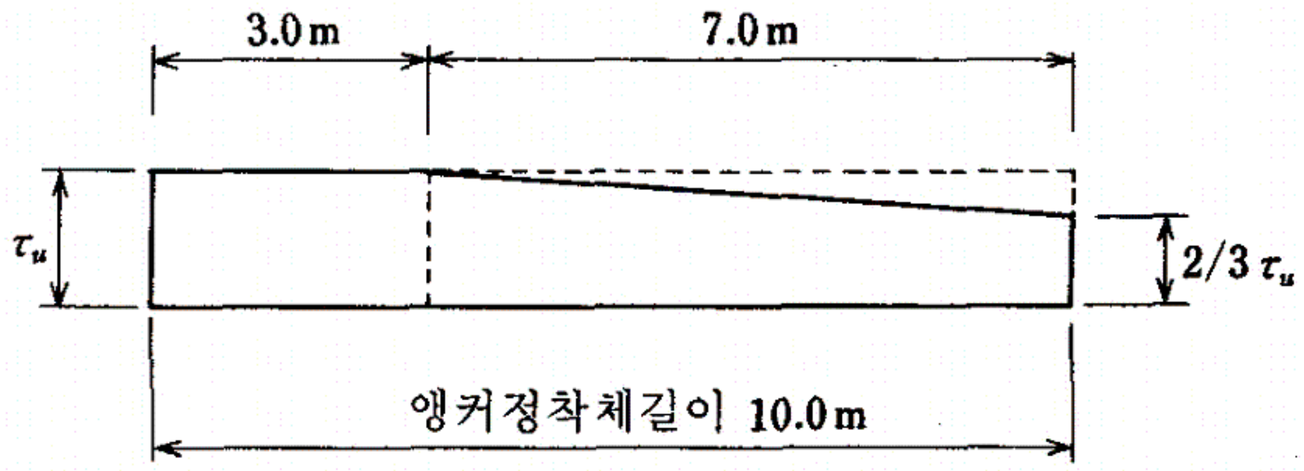


그림 6. 설계시 고려되는 앵커정착부 주면마찰력 분포

주면 마찰력 산출식은 각 연구자에 따라 다양하게 제안되어 있으며, 암종이 특이하여 본 설계기준을 적용하는 것이 타당하지 않다고 판단되는 경우 전문가의 의견을 참조하여 기존의 다양한 관계식에서 적합한 식을 선별하여 설계를 수행할 수 있다. 기존의 관계식은 다음과 같은 것을 예로 들 수 있다.

1) Williams et al.(1980) : $q_s(tsf) = 1.842 q_u^{0.367}$

2) Rowe and Armitage(1987) : $q_s(tsf) = 1.45\sqrt{q_u}$ 매끈한 소켓

$q_s(tsf) = 1.94\sqrt{q_u}$ 거친 소켓

3) Horvath and Kenny(1979) : $q_s(tsf) = 0.67\sqrt{q_u}$

4) Carter and Kulhawy(1988) : $q_s(tsf) = 0.63\sqrt{q_u}$

5) Reynolds and Karderab다(1987) : $q_s = 0.3 q_u$

6) Gupton and Logan(1984) : $q_s = 0.2 q_u$

7) Reese and O'Neil(1987) : $q_s = 0.15 q_u$

8) Rosenberg and Journeaux(1976) : $q_s = 0.63 q_u^{0.51}$

(단, q_s : 극한 주면마찰력, q_u : 암의 일축압축강도)

다. 선단지지력

기존의 연구결과 선단지지력에 영향을 미치는 요소로 일축압축강도, 절리면의 간격 및 틈새 크기 등을 고려하고 있다. 예를 들면 Ladanyi and Roy(1971)는 암의 일축압축강도와 절리면의 간격 및 틈새를 모두 고려하고 있으며, Rowe and Armitage(1987)와 Zhang and Einstein(1998)은 암의 일축압축강도만을 이용하여 말뚝의 선단지지력 산정식을 제안하였다. 금번 설계기준에서 인용하고 있는 Peck et al(1974)의 기준은 상기한 제안식에 비하여 1/3 이하로 작은 결과를 나타내고 있으나 이것은 재하초기에 선단에 전달되는 하중과 비교하여 적당한 수준일 것으로 추정된다. 이것은 금번 설계기준이 재하시험 결과를 잘 모사하는 것을 통하여 확인할 수 있었다. Peck은 암반의 극한 지지력은 의미가 없으며 침하량이 상부에 유해한 영향을 미치지 않도록 하여야한다는 개념으로 침하량에 영향을 미치는 RQD를 기준으로 허용지지력을 제안하게 되었다. 그러므로 암의 강도에 비하여 RQD가 매우 크거나 작은 경우에는 금번의 설계기준을 적용하는 것이 부적절할 것으로 판단되며, 이 경우 재하시험을 수행하거나 다른 기준을 적용해야할 것으로 판단된다.

도로교 설계기준의 선단지지력이 과소하게 나타나게 되는 이유는 N_{ms}의 계수가 작게 나타나기 때문인 것으로 판단되며, 이것은 표1에서 다른 연구자들이 제안한 일축압축강도와 선단지지력과의 관계와 비교하여도 알 수 있다.

표 10. 각 연구자별 말뚝의 선단지지력 산정 공식

제안자	말뚝 선단 극한 응력	q_p/q_u	비고
도로교 설계기준 해설(하부구조,2001)	$q_p = N_{ms} \times q_u$ (RQD = 25~50인 경우, N_{ms}=0.015~0.024)	0.015~0.024	q_p : 말뚝 선단 극한 응력, q_u : 무결암의 일축압축강도
Coates(1967)	q_p= 3q_u	3	
Teng(1962)	q_p= 5~8q_u	5~8	
Rowe and Armitage(1987)	q_p= 2.7q_u	2.7	
ARGEMA(1992)	q_p= 4.5q_u ≤ 10Mpa	4.5	
Zhang and Einstein (1998)	q_p= 4.83$q_u^{0.51}$ ≤ 10Mpa	-	

금번설계기준에서 RQD ≤10% 인 경우 도로교 설계기준과 같이 AASHTO의 사질토에 대한 선단지지력 기준을 적용하였으며, RQD > 10% 인 경우 Peck(1974)의 설계기준을 적용하도록 하였다. RQD가 10% 이하인 경우 풍화가 매우 진전되어 토사화된 지층이 다수 존재하므로 토사기준을 적용하는 것이 타당하다고 판단되며, RQD가 10%를 초과하는 경우에 대하여 거동이 암반과 같은 특성을 나타낸다고 가정하였다. Peck et al(1974)이 제안한 RQD와 암반의 허용지지력관계는 그림7과 같다.

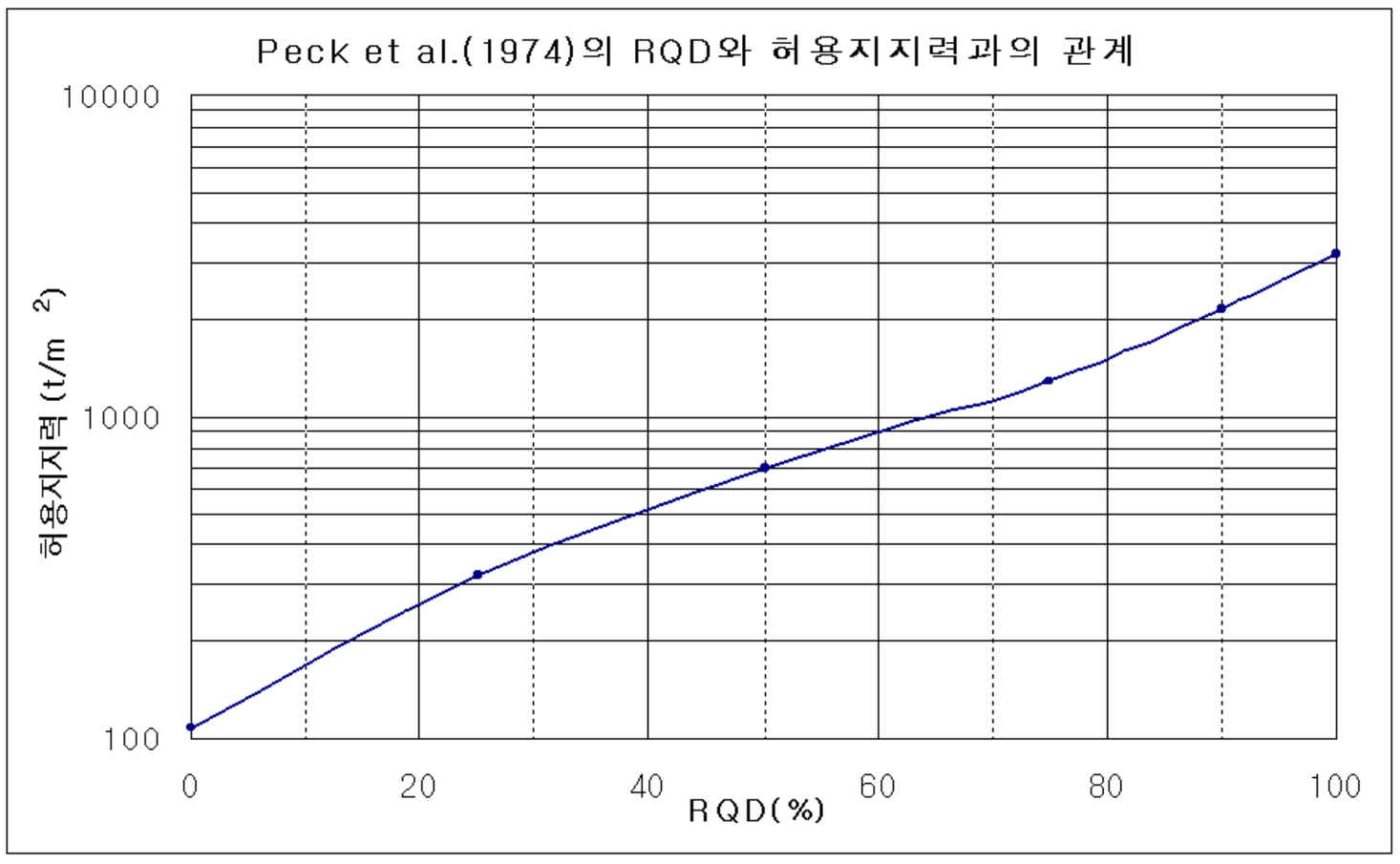


그림 7. Peck et al(1974)의 RQD와 암반 허용지지력의 관계

라. 암반의 물성치

RQD 산정은 Double Tube Core Barrel으로 시험한 경우 산정된 값을 기준으로 하였으며, 일축압축강도의 측정은 풍화가 심한 경우 시료성형이 곤란하므로 점하중시험을 수행하여 추정할 수 있다. 본 설계기준에서는 N치가 50타에 5cm 이하로 근입되는 경우로 편마암에 대한 시험 결과로 판단할 때 점하중시험으로 추정한 일축압축강도가 100kg/cm^{2}이상으로 나타나야 한다. 다만, 암의 공학적 성질이 편마암과 크게 다른 경우 전문가의 의견에 따라 100kg/cm^{2}의 기준강도를 변경하여 별도의 기준을 적용할 수 있다. 침하량 산정을 위한 암반의 탄성계수는 공내재하시험을 수행하여 평가할 수 있다.

마. 침하량 산정

암반근입부의 침하량 산정은 Pells and Turner(1979) 또는 Rowe and Armitage(1987)의 수치해석결과를 이용하여 산정할 수 있다. 이 수치해석결과는 암과 콘크리트 사이의 Interface요소를 고려하지 않고 산출한 것으로 원하는 값이 도표에 제시되지 않은 경우 지반분야 수치해석 프로그램을 이용하여 침하량을 산정할 수 있다.

말뚝의 허용 침하량은 상부 구조물에 영향을 미치지 않는 범위에서 관리되어야하나, 지금까지 국내 교량에 대한 형식별 부등침하량 기준이 부재한 상태로 앞으로 이에 대한 자료를 수집, 분석하여 적정 침하량 기준이 수립되어야 할 것이다.

바. 안전율

안전율의 경우 외국에서는 각 제안식마다 다른 안전율을 제안하고 있으나 금번 수립기준에서는 국내에서 적용하는 일반적인 기준을 준용하여 극한하중에 대해 안전율 3을 항복하중에 대하여는 안전율 2를 적용하여 허용지지력을 산출하도록 하였다. 본 말뚝에 수행되는 말뚝재하시험의 경우 설계하중의 2배까지 재하하며 이때 적용하는 안전율은 2로 적용하였다. 안전율을 정하는 개념은 설계하중하에서 지반이 탄성거동을 하도록 하는 것이 일반적이다. 즉 그림 8과 같은 재하곡선에서 극한지지력이 A점이고 탄성거동을 하는 점을 B라고 하면 안전율은 A/B가 된다.

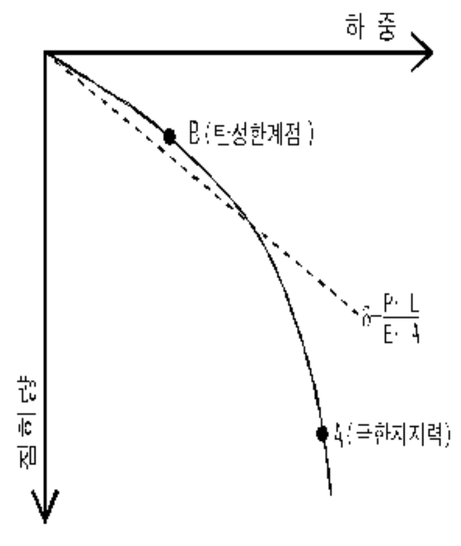


그림 8. 말뚝의 하중-침하량 곡선

3. 설계기준(안) 검증

설계기준(안)에서 사용한 재하시험결과는 국내 정재하시험 결과를 수집한 것으로 H와 N 현장 이외에는 모두 말뚝이 재하시험후 본 말뚝으로 사용되므로 극한까지 재하하지 못하고 당초 설계하중의 2배까지 재하시킨 시험결과이다. 즉 당초 설계가 보수적으로 지지력이 산출된 경우 재하하중도 작게 나타나며, 이를 고려하기 위하여 침하량/탄성압축량과의 비를 이용하였다. 탄성압축량(δ)은 $\frac{PL}{EA}$로 계산하였으며, 이것은 재하하중이 선단지지력만으로 지지되는 경우의 침하량을 나타낸다. 실제 침하량이 탄성압축량보다 작다는 것은 하중의 대부분이 주면마찰력만으로 지지되는 것을 의미하므로 말뚝에 작용되는 하중이 말뚝의 극한 지지력에 비하여 매우 작은 상태임을 알 수 있다.

4. 공사시 설계변경 및 지지력 공식 개정 추진

공사초기에는 재하시험을 수행하고 그 결과를 분석하여 본 설계기준으로 수행된 설계의 적정성을 판단하여 암반근입심도 및 말뚝 본수가 적정하게 시공될 수 있도록 말뚝설계를 재검토하여야 한다.

금번에 수립된 설계기준은 충분한 재하시험자료가 부족한 상태에 수립된 기준으로 각 암종별 및 암의 공학적 특성별로 충분한 재하시험결과 및 하중전이과정 측정자료가 축적되면 이에 따라 지지력 산정기준의 보완 및 개정이 필요할 것으로 판단된다.