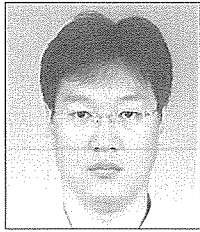


기존 암반근입말뚝 설계기법의 국내 암반에의 적용성 고찰



대림산업(주) 과장
토질및기초기술사
김 경택

1. 서론

암반근입말뚝은 상부로부터의 큰 하중을 지지하는 가장 경제적이고 유용한 기초의 하나로 일반적으로 대구경 현장타설말뚝의 형태로 설계·시공된다. 암반근입말뚝은 여타 깊은기초와 마찬가지로 암반근입부의 주면 및 선단 지지력으로 하중을 분담하게 된다.

국내외적으로 암반근입부의 주면 및 선단지지력을 추정하기 위한 많은 연구가 수행되어 왔으며, 연구자들의 주된 관심사는 콘크리트보다 강도가 크며 절리 및 풍화상태가 무결암에 가까운 암반 보다는 1) 말뚝재료인 콘크리트에 비해 암석의 강도가 작은 연암, 2) 절리 그리고 절리를 통해 발달하는 풍화로 인해 암반의 강도가 신선암의 강도에 비해 현저히 떨어지는 암반의 지지력 및 침하에 관련된 것이었다. 또한 1990년대 이후로 암반과 토사의 중간정도의 성질을 가지는 지반(Intermediate geomaterials, IGM)에 대한 연구가 활발히 수행되어 국내에도 소개된 바도 있다.

한편, 국내의 대표적인 시방들(도로교설계기준, 도로공사설계기준, 구조물기초설계기준 등)은 대부분 외국의 설계기준이나 연구성과(AASHTO, FHWA, CFEM 등)를 그대로 차용하여 사용하는 실정이다. 그러나 국외의 연구성과는 강도 기준으로 연암-보통암에 해당하는 퇴적암(이암, 사암, 석회암 등)에 대한 것이 대부분이며 또한 절리 빈도가 낮은(또한 퇴적암의 특성인 수평절리 및 수평연약층이 발달) 암반을 주 대상으로 하는 반면, 국내의 대표적 암종인 화강암 및 편마암은 강도기준으로 보통-경암에 해당되지만 절리 및 풍화가 매우 발달하여 일반적으로 암반근입말뚝의 지지층으로 사용되는 깊이에서는 풍화암 또는 연암으로 분류되고 있다. 따라서 국외의 시방을 차용하여 설계에 적용하기 위해서는 국내 암반에의 적용성

기술기사

고찰이 선행되어야 하며, 또한 국내 암반근입말뚝 지지력 연구의 활성화를 통해 국내 암반실정에 적합한 설계기법을 도출해 내는 것이 시급하다 하겠다.

본 검토에서는 암반근입말뚝의 합리적인 지지력 추정을 위한 기초 단계로 먼저 국내 주요 시방서에서 규정하는 암반근입말뚝 설계기준을 정리하며, 다음으로 기존 설계기준의 국내 풍화암 및 연암에의 적용성에 대해 고찰해 보고, 마지막으로 향후 연구 방향에 대해 기술해 보고자 한다.

2. 기존 시방서상의 암반근입말뚝 설계기준 및 적용상의 문제점

현재까지 대부분의 설계기준에서는 암석의 일축압축강도를 이용하여 암반근입부의 주면마찰력 및 선단지지력을 추정하는 전통적인 방법을 채용하고 있으며, 암반에 존재하는 절리로 인한 암반의 강도 및 강성저하, 말뚝치수(길이, 직경, 소켓깊이 등), 공벽거칠기 등 지지력에 영향을 미치는 인자들에 대해 추가적으로 고려한다. 본절에서는 국내외 여러 시방의 암반근입말뚝 설계기준에 대해 요약하였으며, 각 방법의 국내 암반에의 적용상의 유의점 및 문제점도 함께 서술하였다.

2.1. 도로교설계기준해설(2001) (AASHTO LRFD, 1996)

도로교 설계기준 해설(하부구조 편)은 기본적으로 AASHTO LRFD(1996)의 방법을 차용한다. 98년도 이후로 SI 단위계를 사용하는 AASHTO 기준이 발간되고 있지만, 현재 도로교 설계기준의 암반근입말뚝 부분은 영국식 단위계를 사용하며, 그조차도 단위가 생략되어 있는 경우가 있어 혼선이 우려된다. 또한 AASHTO 기준은 96년도 이후 매년 관련내용의 상당부분이 개정되고 있어 이

에 대한 분석을 통한 국내 기준의 개선이 필요하다고 판단된다.

1) 주면마찰력

주면마찰력은 Horvath(1983)의 암반강도(또는 콘크리트 강도 중 작은 값)와 주면마찰력의 상관관계 그래프인 그림 1을 이용하여 구한다. 이 때 암반강도는 다음 식으로 추정한다.

$$C_M = \alpha_E \cdot C_0 \tag{1}$$

$$\alpha_E = 0.0231(RQD) - 1.32 \geq 0.15 \tag{2}$$

즉, 도로교 설계기준에서는 암반의 절리 및 풍화상태에

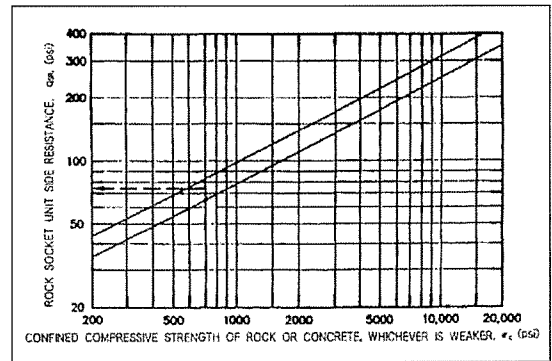


그림 1. 일축강도와 주면마찰력(Horvath, 1983)

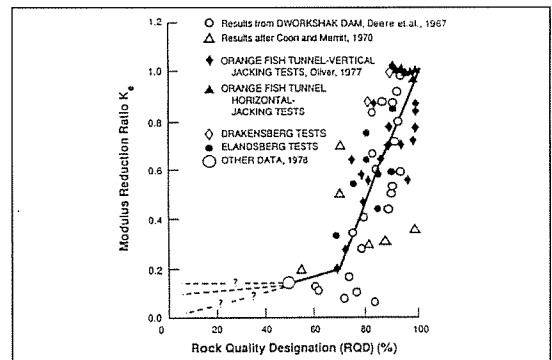


그림 2. RQD와 변형계수감소비(Reese와 O'Neill, 1988)

따른 주면지지력 감소를 고려하기 위한 암석강도 저감계수 α_E 로 그림 2의 RQD에 따른 변형계수감소비 K_E 와 동일한 값을 적용한다.

2) 선단지지력

선단지지력은 암반 절리 및 풍화의 영향을 고려하기 위해 Hoek(1983)이 정의한 m 계수값을 차용한 식 (3)을 이용하여 구한다.

$$Q_{BR} = N_{ms} \cdot C_0 \cdot A_E \quad (3)$$

여기서, N_{ms} 값은 암종 및 절리상태에 따라 정해지는 값으로, 국내의 대표적 암종인 화강암·편마암에 적용되는 계수값은 표 1과 같다.

3) 적용상의 유의점

상기의 지지력 산정방법을 국내암반에 적용할 경우 다음에 유의해야 한다.

- 주면지지력 추정시 암반의 강도를 산정하기 위한 식 (2)는 RQD 값이 64% 이하일 경우 암석강도 저감계수 α_E 값이 하한값 0.15로 고정된다. 따라서 절리 및 풍화가 발달한 국내 풍화암 또는 연암에서는 이 방법을 적용할 수 없다. 그러나 시방서상에서는 이에 대한 설명이 충분히 되어 있지 않아 일선 설계자들이 일괄적으로 RQD 64% 미만인 연암 및 풍화암의 강도 저감계수를 0.15로 계산하는 경우가 종종 있다. 이 경우 절리가 발달한 암반의 주면지지력을 과대평가할

가능성이 있음에 유의해야 한다.

- 주면지지력 추정에 필요한 암석강도를 암반의 강도로 저감할 때 RQD와 변형계수감소비 관계(그림 2)를 이용하였는데, 이는 암반상태에 따른 강성의 변화를 강도의 변화와 동일하게 본 것으로 이론적/경험적 뒷받침이 미비해 이론의 여지가 있는 방법으로 생각된다.
- 선단지지력 추정을 위한 N_{ms} 계수는 필자의 경험으로 미루어 볼 때 국내 풍화암/연암의 지지력을 과소 평가하는 경향이 있어 비경제적인 설계의 가능성이 있는 것으로 판단된다. 기 서술한 바와 같이 지지력 계수 N_{ms} 값은 Hoek(1983)의 파괴규준을 나타내는 m 계수값을 차용한 것인데 1990년대 이후의 연구결과에 따르면 암반상태가 불량한 암반에서는 RMR 또는 RQD를 이용하여 파괴를 규정하는 계수값을 구하는데 신뢰성이 없다고 알려져 있다.
- 일반적으로 암반근입말뚝의 극한주면지지력이 발휘되기 위한 변위는 1cm 내외이며, 주면 미끄러짐 이후 변위가 증가함에 따라 주면지지하중은 감소한다. 반면, 극한선단지지력이 발휘되기 위에서는 주면지지력에 비해 상당히 큰 변위가 필요하며, 선단이 극한에 도달하기 이전에 구조물의 허용침하량 기준을 초과하는 경우도 발생할 수 있다. 따라서 말뚝의 극한 지지력을 주면지지력과 선단지지력의 합으로 결정하는 고전적인 방법에는 문제가 있으며, 합리적인 설계를 위해서는 말뚝의 침하, 그리고 말뚝 주변부의 변형연화 현상 등을 추가적으로 고려하는 것이 필요할 것으로 생각된다.

표 1. 화강암·편마암의 N_{ms} 계수

암반등급	우수	매우 양호	양호	보통	불량	매우 불량
RMR	100	85	65	44	23	3
RQD (%)	95 - 100	90 - 95	75 - 90	50 - 75	25 - 50	<25
N_{ms}	6.1	2.3	0.46	0.081	0.024	사실도 취급

기술기사

- 앞장에서 언급한 바와 같이 단위의 삽입 및 통일을 통해 사용자의 혼란을 없애는 것이 필요하다. 한 예로 말뚝의 주면마찰력은 식 (4)를 통해 계산하도록 되어 있는데,

$$Q_{SR} = \pi BD(0.144q_{SR}) \quad (4)$$

이 때, 주면마찰력 Q_{SR} 은 kilo pound, B, D는 feet, q_{SR} 은 psi로 계산해야 하는 등 매우 혼란스러우며, 또한 시방에는 단위조차 생략되어 있다. 향후 이러한 문제점에 대한 개선이 필요하다.

4) 최근 AASHTO LRFD 의 개정내용

도로교설계기준해설(2001)의 내용은 AASHTO(1996)의 내용과 동일하다. 최근 AASHTO(2003) 개정판의 주요 개정내용을 살펴보면,

- 절리가 발달한 암반의 주면지지력을 계산하기 위한 식 (1) 및 식 (2)가 삭제되었다. 단, 암석시편의 일축강도를 이용하여 주면지지력을 추정하기 위한 전제조건으로 암반상태가 양호해야 한다는 단서를 추가하였다.
- 선단지지력 추정시 Hoek(1983)의 파괴규준을 나타내는 m 계수값을 채용한 지지력계수 N_{ms} 값을 이용하는 방법이 삭제되었으며, 이의 대안으로 CGS(1985)에서 추천하는 식 (5) 및 식 (6)을 사용하거나,

$$q_p = 3quK_{sp}d \quad (5)$$

$$K_{sp} = \frac{3 + s_d/D}{10 \sqrt{1 + 300t_d/s_d}} \quad (6)$$

공내재하시험의 한계압을 이용하는 식 (7)을 사용하도록 규정하고 있다.

$$q_p = K_b(p_\ell - p_0) + \sigma_v \quad (7)$$

- 도로교설계기준과 가장 큰 차이점은 말뚝 지지력 산정시 말뚝의 변위에 따라 주면지지력과 선단지지력 중 하나의 값만을 볼 것을 추천한 것이다. 즉, 소켓상단의 변위가 1cm 이하일 경우 주면지지력만, 이상일 경우 선단지지력만을 지지력에 포함시키도록 하여 보수적인 설계를 수행하도록 규정하였다. 또한 말뚝의 변위 산정시 암반에 존재하는 절리로 인한 암반변형계수의 감소(그림 2)를 고려한다.

개정된 시방도 국내 풍화암 및 연암에 적용할 경우 아래와 같은 문제점이 있다.

- 암반에 존재하는 절리 및 풍화로 인한 주면지지력 감소를 고려할 수 없다.
- 선단지지력 추정을 위한 식 (5) 및 식 (6)은 원칙적으로 수평절리가 발달한 암반에 적용 가능한 식으로 적용성 검증이 필요하다.
- 공내재하시험 한계압을 이용하는 식 (7) 역시 국내 암반에 대한 적용성 검증이 아직 되어 있지 않다. 또한 국내에서 연암으로 분류되는 암반의 경우 일반적으로 국내에 보급되어 있는 시험기로는 한계압 추정이 가능한 압력까지 시험이 어렵다는 단점이 있다.

2.2. 도로공사 설계기준(2002)

1) 주면마찰력

암석강도가 콘크리트 강도보다 클 경우, Carter와 Kulhawy(1988)이 제안한 식 (8)을 이용하여 주면지지력을 산정하며,

$$f_s = 0.63 P_a (q_u/P_a)^{0.5} \quad (8)$$

암석강도가 콘크리트 강도보다 작을 경우,

$$f_s = 0.05 f_{ck} \quad (9)$$

2) 선단지지력

도로공사 설계기준에서는 선단지지력 산정시 극한의 개념이 아닌 허용 침하(0.5") 기준으로 허용선단지지력을 산정하는 Peck 등(1974)의 개념을 도입하였다. 이들은 기초의 허용 접지압력은 강도에 지배받는 것이 아니라 암반 내의 결합에 관련된 침하에 의해 지배받는다라는 가정 하에 선단의 0.5" 침하를 기준으로 한 암반의 허용지지력을 RQD의 함수로 나타내었다(표 2).

3) 적용상의 문제점

- 주면마찰력 산정을 위한 Carter와 Kulhawy(1988)의 식은 일축압축강도를 이용하는(그러나 절리상태를 고려하지 않은) 경험식 중에서는 가장 보수적인 값을 주는 것으로 알려져 있다. 그러나 도로공사 기준은 암반에 존재하는 절리의 영향을 고려할 수 있는 방법을 제시하지 않고 있어 국내 풍화암 및 연암에의 적용성이 떨어질 것으로 판단된다.
- 또한 식 (8)과 식(9)는 유기적인 연관성이 없는 것으로 판단된다. 예를 들어 암반의 강도가 콘크리트 강

도보다 큰 경우에 식 (8)로 계산된 값이 식 (9)로 계산된 값보다 작은 경우가 발생할 수 있다.

- 선단지지력 추정방법인 Peck 등의 제안(표 2)은 허용 침하 기준으로 동 설계기준의 극한주면마찰력 산정 방법과는 상이한 개념으로 판단된다. 또한, Peck 등이 제안한 방법이 수록되어 있는 원전(Foundation Engineering)에는 상기의 표를 사용하여 허용선단지지력을 계산한 경우에는 주면지지력을 무시하도록 규정하고 있으므로, 원 제안자의 의도를 충실히 따랐다고는 볼 수 없다.

2.3 FHWA(1999)

국내의 시방중 내용이 비교적 충실하며 국내 연암 및 풍화암에의 적용도 용이할 것으로 판단된다. 특히 이 기준은 토사와 암반의 중간정도 성질을 가지는 지반을 IGM (Intermediate geo-material)으로 정의하고, 비점착성 IGM 및 점착성 IGM 에 대해 각각의 설계기준을 제시하였다. FHWA의 지반 분류 기준을 간략히 소개하면 다음과 같다.

- Cohesive soil: 비배수 선단강도, $S_u \leq 0.25 \text{ MPa}$ 인 점토나 소성실트
 - Granular soil: 보정 SPT $N \leq 50/30\text{cm}$ 인 모래질, 자갈질 혹은 비소성 실트
 - Intermediate geomaterial:
 - cohesive geomaterial: $0.25\text{MPa} < S_u < 2.5\text{MPa}$
 - cohesionless geomaterial: 비보정 SPT $N > 50/30\text{cm}$
 - Rock: 일축압축강도 $> 5.0\text{MPa}$ 인 상당히 굳은 지반
- 이 시방에서는 암반과 IGM에 각각에 대해 기존의 자료를 비교적 체계적으로 분석한 결과를 이용하여 설계법을 제안하였다. 그러나 이 방법 역시 국내 암반 실정에 부적합한 부분이 상당부분 발견되므로 적용성 검증이 필요하다

표 2. RQD와 허용선단점지압(Peck 등, 1974)

Rock quality	RQD	허용점지압(kPa)
Excellent	90 ~ 100	21520 ~ 32280
Good	75 ~ 90	12910 ~ 21520
Fair	50 ~ 75	6990 ~ 12910
Poor	25 ~ 50	3230 ~ 6990
Very poor	0 ~ 25	1080 ~ 3230
-	0	< 1090

기술기사

며, 또한 다른 시방에 비해 상대적으로 복잡하므로 설계자가 충분한 배경지식을 가지고 있어야 한다는 단점이 있다. 본 검토에서는 공벽면이 부드러운 경우(인공적으로 거칠기 조작을 하지 않았을 경우)의 IGM 및 암반의 지지력에 대해서만 간단히 요약하였다.

1) 주면마찰력

① 암반

암반의 주면마찰력은 기본적으로 Horvath와 Kenny(1979)가 제시한 방법을 대기압으로 정규화한 식 (10)을 이용하여 추정한다.

$$f_{max,i} = 0.65p_a[q_{ui}/p_a]^{0.5} \leq 0.65p_a[f_c/p_a]^{0.5} \quad (10)$$

② 점성의 IGM

점성의 IGM에 근입된 말뚝의 주면마찰력은 식 (11)을 이용해 산정한다.

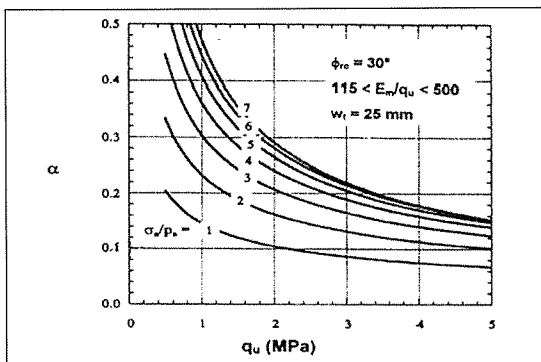


그림 3. cohesive IGM에 대한 α 접촉면 마찰각 30° 일 경우

표 3 암체계수 $j(E_m/E_s)$ 에 따른 감소계수 ϕ (또는 β)

j	ϕ
1.0	1.0
0.5	0.8
0.3	0.7
0.1	0.55
0.05	0.45

$$f_a = \alpha \phi q_u \quad (11)$$

여기서, α 는 O'Neill 등(1996)이 수치해석 및 재하시험을 통한 검증에 의해 제시한 그림 3을 이용하여 구한다. ϕ 값은 암반에 존재하는 절리 및 충전물에 의한 주면지력 감소를 나타내는 계수로 Williams 등(1980)이 제시한 주면지력 저감계수 β 를 Pabon과 Nelson(1993)의 실내 시험결과를 이용하여 확장한 값(표 3 참조)이다.

③ 비점성의 IGM

비점성의 IGM은 Mayne과 Harris(1993)가 제안한, 표준관입시험의 N_{60} 값을 이용한 식 (12)를 이용하여 산정한다.

$$f_s = \sigma'_v K_0 \tan \phi' \quad (12)$$

$$\text{이때 } \phi' = \tan^{-1} \left\{ \left[\frac{N_{60}}{12.3 + 20.3(\sigma'_v/p_a)} \right]^{0.34} \right\},$$

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \left[\frac{0.2 p_a N_{60}}{\sigma'_v} \right]^{\sin \phi'}$$

이며, 위 식을 사용할 때 N_{60} 의 상한값은 100으로 규정하였다.

2) 선단지지력

① 암반 또는 점성의 IGM

선단지지력의 계산은 IGM과 암반의 특별한 구분은 없으며, RQD값이 100에 가까운 매우 양호한 암반의 경우에는 Rowe와 Armitage(1987)이 제안한 식 (13)을, RQD 70-100이며, 수평절리가 우세할 경우 Zhang과 Einstein(1998)이 제안한 식 (14)를, 그리고 절리가 발달한 암반의 경우에는 Hoek(1983)의 기준을 차용한 식 (15) 또는 CGS(1985)의 방법인 식 (5) 및 식 (6)을 차용한다.

$$q_{\max} = 2.5q_u \quad (13)$$

$$q_{\max} = (MPa) = 4.83[q_u(MPa)]^{0.51} \quad (14)$$

$$q_{\max} = [s^{0.5} + (ms^{0.5} + s)^{0.5}]q_u \quad (15)$$

② 비점성의 IGM

비점성의 IGM의 선단지지력은 표준관입시험을 이용한 Mayne과 Harris(1993)의 식을 사용하여 추정한다.

$$q_{\max} = 0.59[N_{60}(p_a/\sigma'_v)]^{0.8}\sigma'_v \quad (16)$$

3) 적용상의 유의점

- 여타의 방법들과 마찬가지로 점성의 IGM의 주면파 찰력 산정 방법은 절리가 발달한 암반($E_m/E_t \leq 0.1$)의 경우 적용성이 의심된다. 왜냐하면 상기의 방법이 Williams의 방법을 절리가 심하게 발달한 암반에까지 적용성을 확장했다고 하지만, 수평연약층을 모사한 실내시험(Pabon 등, 1993) 결과를 이용했기 때문에 실제 지반에도 신뢰할 만한 값을 줄지에 대해서는 검증작업이 필요하기 때문이다. 그러나 이러한 암반에 대한 설계방법의 언급이 되어 있지 않은 타 시방에 비해서는 나은 것으로 생각된다.

- 비점성의 IGM에 대한 표준관입시험 N값을 이용한 주면 및 선단지지력 추정방법 역시 국내 풍화암, 연암에의 적용성 검증이 필요할 것으로 생각된다. 특히 N값의 상한치를 100으로 한정하고 있어 국내 풍화암 기준(50/10)과는 동떨어짐을 알 수 있다.

- 점성의 IGM에 대한 선단지지력 추정방법으로 추천하고 있는 식 (15) 및 식 (5) - (6)에 대해서는 전절에서 설명한 바와 동일한 문제점을 가지고 있는 것으로 판단된다.

상기의 고찰에서 알 수 있는 바와 같이 FHWA의 방법

역시 여타의 방법과 유사한 문제점을 가지고 있다. 그러나 적어도 절리가 발달하여 풍화암 또는 파쇄가 심한 연암으로 분류되는 국내의 암반의 IGM 설계기법 적용에 대한 검증이 이루어진다면 가장 합리적이며 적용이 가능한 방법이 될 수 있을 것으로 판단된다.

3. 결론 및 제언

본 검토에서는 암반근입말뚝의 합리적인 지지력 추정을 위한 기초 단계로, 먼저 국내에서 주로 사용되는 시방서에서 규정하는 암반근입말뚝 설계기준을 정리하며, 다음으로 기존 설계기준의 국내 풍화암 및 연암에의 적용성에 대해 고찰하였다.

여러 시방기준에 대한 검토 결과, 현재까지 국내의 풍화암 및 파쇄가 심한 연암에 근입된 말뚝의 지지력을 합리적으로 추정할 수 있는 관련시방은 아직 없는 것으로 나타났다. 그 이유는 국내의 암반과 국외의 암반 특성이 다른 점, 국내 시방이 국외의 시방의 답습단계에 머물고 있다는 점, 현재까지 국내에서 수행된 다수의 암반근입말뚝 관련 연구 성과가 아직 시방에 포함될 정도로 체계화되지 않고 개개의 연구에 대한 데이터베이스화가 이루어지지 않았다는 점을 들 수 있다. 이런 연유로 현재 국내 암반근입말뚝의 설계는 풍화암 또는 파쇄암의 지지력을 토사의 한계값을 적용하여 계산하거나 무시하는 등 매우 비경제적인 설계 및 시공이 이루어질 수밖에 없었다. 향후 보다 경제적이고 신뢰성 있는 암반근입말뚝 설계 기법의 도출을 위해서 국외 시방의 국내 적용성 분석, 국내 실정에 알맞은 새로운 설계기법의 개발이 필요하다. 이러한 과업을 성공적으로 수행하기 위해서는 관련 연구자들의 공동작업을 통한 국내 암반근입말뚝 관련 재하시험 자료의 데이터베이스화가 가장 절실하다.