

국내 해성 점성토의 강도증가율 평가

Evaluation of Strength Incremental Ratio of Korean Marine Clayey Soil

김주현^{1*}

Ju-Hyun Kim^{1*}

¹Member, Adjunct Professor, Department of Civil Engineering, Dongshin University, 185, Geonjae-ro, Naju-si, Jeollanam-do, Korea

ABSTRACT

Applicability of Skempton's and Hansbo's equation for estimating strength incremental ratio of Korean marine clayey soil was analyzed. These empirical equations have been commonly applied to design soft ground improvement by, especially, staged loading method. Strength incremental ratios proposed by Skempton (1954, 1957) and Hansbo (1957) using field vane tests(FVTs), measured in Scandinavia depends on plasticity index and liquid limit. Although lean clay in Scandinavia can be classified as clay based on USCS, this soil contains no clay mineral because it was produced by the glacial grinding of rock, sometimes, called rock flour. On the contrary, plasticity indices of Korean marine clayey soils increase linearly with the percentage of clay fraction (% finer than $2\mu\text{m}$ by weight). Except for strength incremental ratios using $q_u/2$ values in the case of soils having a low plasticity, such as Incheon, Hwaseong and Gunsan soils, these values are in the range of 0.25 to 0.35, independently of the plasticity index, I_p .

요 지

국내 해성 점성토의 강도증가율 평가시, 흙의 물리적 특성인 소성지수 및 액성한계만을 이용해서 비교적 쉽게 구할 수 있으므로 연약 지반 설계 실무에서 폭넓게 적용되어온 경험식, Skempton(1954, 1957) 및 Hansbo(1957)의 적용성을 분석하였다. Scandinavia 반도지역의 해성 점성토 지반에서 수행된 현장베인시험(FVT) 결과를 이용하여 제안된 두 식은 소성지수와 점토 함유량의 비례관계를 나타내는 국내 지반 조건에서는 적용성이 떨어지므로, 압밀 및 강도 산정을 위한 역학시험을 통해서 강도증가율을 평가하는 것이 적절한 것으로 분석되었다. 일축압축강도 저평가 경향의 인천, 화성 및 군산 저소성 토질의 결과를 제외하면, 소성지수에 관계없이 국내 해성 점성토 지반의 강도증가율은 대략 0.25~0.35 사이에서 분포하는 것으로 나타났다.

Keywords : Strength incremental ratio, Plasticity index, Liquid limit, Low plasticity soil

1. 서 론

해상에서 연약 점토지반에 연직배수재 타설 후 단계 성토에 의한 지반개량 설계 및 시공에 있어서 가장 중요한 부분은 구조물의 안정성 확보 및 변형 특성을 합리적으로 판단하는 것이다. 이와 같은 지반 구조물의 효율적인 시공 관리를 위해서는 압밀 진행 과정, 즉, 압밀도 및 이에 수반된 전단강도의 증가에 대한 정확한 정보를 파악할 수 있는

체계적인 방법이 요구된다.

일반적으로 계획고까지의 성토하중과 공용하중을 포함하여 영구하중(Permanent load)이라고 부르며, 압밀을 촉진하기 위하여 영구하중에 추가해서 가해주는 성토하중을 일시 재하중(Surcharge)라고 한다.

고함수비 및 고압축성을 갖는 연약 점토지반 상에 소요 성토고까지 일시재하가 이루어지게 되면 연약지반의 전단 파괴가 발생할 수 있으므로 원지반이 버틸 수 있는 한계성토고까지 재하하게 된다. 그 다음에 일정한 압밀방치기간이 경과되면 원지반의 전단강도가 증가하게 되므로, 이를 고려하여 안정성이 확보되는 만큼 추가 성토하는 과정을

Received 28 Aug. 2017, Revised 19 Sep. 2017, Accepted 19 Sep. 2017

*Corresponding author

Tel: +82-61-330-3138; Fax: +82-61-330-3138

E-mail address: soil1004@hotmail.com (J.-H. Kim)

거치게 된다. 이와 같은 연약지반 시공과정 중에 안정성 확보 유무를 판단할 수 있는 가장 중요한 인자는 원지반 점성토의 비배수전단강도와 강도증가율이 된다.

대부분의 국내 설계 실무에서 점성토의 강도증가율 평가를 위해 적용되어온 식은 흙의 소성지수(I_p)에 비례하여 값이 증가되는 것으로 표현되는 Skempton식(1954, 1957)과 액성한계(LL)와 비례관계를 나타내는 Hansbo식(Hansbo, 1957)이다.

압밀압력 증가에 따라 전단강도도 선형적으로 증가하는 것으로 표현되는 강도증가율은 압밀 및 강도 특성에 대한 상관관계를 의미하지만, 앞에서 언급한 두 식은 소성지수 및 액성한계의 단순한 물리적 특성만을 고려하는 식이다. 그러나, 두 식이 어떠한 지반 조건을 배경으로 탄생되었는지에 대한 조사와 더불어 국내 해성 점성토 지반 조건에서도 그대로 적용할 수 있는지에 대한 판단은 부족한 상태에서 그대로 두 식을 적용해온 상태이다.

따라서, 본 연구에서는 Skempton식(Skempton, 1954, 1957)과 Hansbo식(Hansbo, 1957)으로 구한 강도증가율에 대해 국내 해성 점성토 지반 조건에서의 적용성을 분석하고자 한다.

2. 점성토의 강도증가율(s_u/p_c)

Skempton(1957)은 현장 베인시험 결과를 토대로 정규 압밀점토에 대한 식 (1) 같은 경험식을 제시하였다.

$$s_u/p'_{vo} = 0.11 + 0.0037(I_p) \quad (1)$$

여기서 s_u 와 p'_{vo} 은 각각 비배수 전단강도와 유효상재압을 의미한다. 이 식은 여러 가지 형태의 퇴적 점토에 대해 폭넓게 적용되어 왔다. 특히, 국내에서도 거의 대부분의 연약지반개량 설계를 수행할 때, 이 식의 적용성에 대한 비판적인 접근 없이 단계성토 규모 및 방치기간을 결정하는 방법으로 현재까지 꾸준히 적용되어오고 있다. 퇴적된 지반이 정규압밀상태로 판단되면, Atterberg 한계시험으로부터 채취된 시료의 비배수 전단강도를 추정하는데 Skempton 식을 적용할 수 있으며, 더욱이, 비배수전단강도(s_u)와 소성지수(I_p) 값이 결정되면, 대상 지반의 과압밀 유무도 판단할 수 있게 된다. 유효상재압으로 표준화된 s_u , 즉, s_u/p'_{vo} 는 소성지수가 커질수록 증가하는 것으로 제시되었기 때문에, 많은 연구자들은 이러한 상관관계가 실제

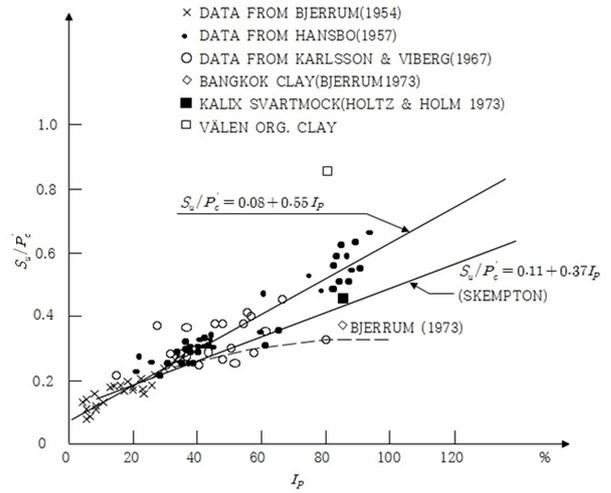


Fig. 1. Field vane strength normalized by yield consolidation pressure vs plasticity index (data from Larsson, 1980)

모든 토질 조건에서 성립하는지에 대한 의문점을 가지고 지속적인 논의를 거쳐 왔다.

또한, Hansbo(1957)는 Scandinavia 지역에 분포하는 점성토 지반에서 수행된 현장베인시험결과를 이용하여 점성토 지반의 액성한계와 강도증가율이 선형적인 관계가 존재하는 것을 파악하여 식 (2)와 같은 경험식을 제안하였다.

$$s_u/p'_{vo} = 0.45LL \quad (2)$$

Fig. 1은 강도증가율, s_u/p'_c 이 소성지수(I_p)가 증가함에 따라 증가하는 경향을 나타내고 있다(Larsson, 1980). 이러한 상관관계는 Scandinavia 지역에 분포하는 해성 빙하 점성토를 이용하여 얻어진 결과이며, 저소성토와 고소성토의 데이터는 각각 Bjerrum(1954)과 Hansbo(1957)에 의해 제시되었다. 이를 통해 강도증가율이 소성지수와 비례 관계가 성립되는 것을 알 수 있다.

Larsson(1980)에 의해 인용된 Hansbo(1957)의 원문에 따르면, 비배수전단강도(s_u)는 선행압밀압력(p'_c)이 아니라 유효상재압(p'_{vo})로 표준화되었으며, 소성지수가 깊어질수록 감소하는 결과를 나타냈다.

따라서, 소성지수가 큰 값들은 대부분 지표면 근처의 데이터로 추정할 수 있다. 지표면에 가까울수록 계절에 따른 지하수위 변동 및 건조고결의 영향을 크게 받게 되므로, 과압밀 상태에 놓이기 쉬우며 이로 인해 비배수전단강도(s_u)가 증가하게 된다. 그러므로, 동일한 소성지수(I_p) 조건에서 비배수전단강도를 유효상재압으로 나눈 값(s_u/p'_{vo})이 선행압밀압력(s_u/p'_c)으로 나눈 값보다 커지게 된다.

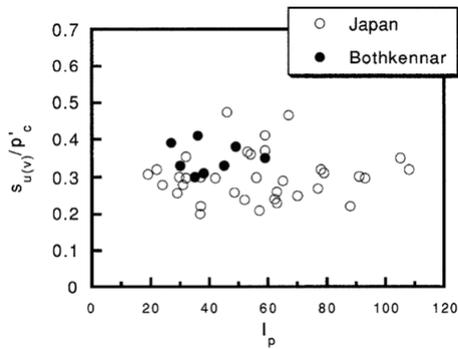


Fig. 2. Comparison of vane strength normalized by yield consolidation pressure for Japanese and Bothkennar clays (data from Nash et al., 1992, Tanaka 1994)

한편, Mikasa(1967, 1968)는 Osaka 지역에 분포하는 충적점토와 홍적점토를 이용해서 광범위한 일축압축시험, 삼축시험 및 직접전단시험을 토대로 비배수전단강도(s_u)와 소성지수(I_p) 사이의 상관관계가 성립되지 않는 결과를 제시하면서, 물리적인 특성을 나타내는 소성지수가 직접적으로 역학적인 특성을 나타내는 비배수전단강도를 평가할 수 인자가 될 수 없다고 주장하였다.

또한, Schmertmann and Morgenstern(1977), Hanzawa(1983)에 따르면, 비배수전단강도는 소성지수보다는 지층 형성 과정과 같은 지역적인 변동특성에 더욱더 의존하는 경향을 나타낸다고 하였다. Jamiolkowski et al.(1985)에 따르면 동캐나다에 분포하는 무기질 점토의 비배수 전단강도는 소성지수와 직접적인 상관관계가 존재하지 않으며, 소성지수에 관계없이 강도증가율은 0.25~0.35의 범위에서 분포하는 것으로 제시하였다.

Tanaka(1994)는 영국의 Bothkennar 점토의 데이터(Nash et al., 1992)와 함께 일본 점토에 대한 데이터를 토대로 소성지수와 강도증가율의 상관관계는 성립하지 않는다는 것을 제시하였다(Fig. 2). 이를 통해서 일본 해성점토의 강도증가율은 0.20~0.35의 범위에서 분포하며, 동일한 소성지수를 놓고 볼 때 Bothkennar 점토에 비해서 일본해성 점토의 강도증가율이 다소 큰 경향을 나타낸다는 것을 알 수 있다.

한편, Lee and Im(2007)은 부산, 평택 및 목포의 해성점토를 이용하여 정규압밀 해성점토의 강도증가율을 평가한 결과, 소성지수(I_p) 40 이상의 점토는 0.22~0.23에서 분포하며, 소성지수(I_p) 40 이하의 점토는 일정한 경향을 나타내지는 않지만 소성지수가 감소할수록 강도증가율이 증가하는 경향을 나타내는 것으로 제시하였다.

Sim(2015), Kim et al.(2016)은 서해안 저소성 실트 지반에서 채취된 시료를 이용하여 일축압축시험을 실시하면 전단강도가 저평가되는 현상으로 인해 강도증가율도 과소 평가되어 0.20 전후의 값을 나타낸 반면에, 간이 CU 시험으로 얻어진 강도증가율은 0.30 정도의 값을 나타내는 것으로 제시하였다.

3. 국내 해성 점성토의 강도증가율 평가

3.1 물리적 시험결과에 의한 지반특성 분석

본 연구는 서해안 저소성 실트지반 특성을 나타내는 인천, 화성 및 군산과 고소성 점토지반의 특성을 나타내는 부산 및 광양 지역에서 실시된 지반조사 결과를 이용하여 수행되었다. 흙의 물리적 특성 및 토질분류를 위해 실시된 액성한계, 소성한계와 입도분석시험은 각각 ASTM 4318(2000), ASTM D422(1990)과 ASTM D2487(2000)에 따라 수행하였으며, 액성한계 시험은 Casagrande 방법을 적용하여 수행하였다.

인천 및 군산의 조위차는 7~9m 전후로 수위 변화가 매우 크게 발생되며, 하천을 따라 운반되어온 토사의 입도 성분이 계절적인 특성에 따라 상당히 달라져 다량의 모래 및 실트를 함유한 층이 서로 교호하여 퇴적된 불균질한 지층 분포 특성을 나타낸다.

Kim(2017a)은 서해안 지역의 모래 및 실트 함유량이 많은 저소성 지반 조건의 피에조콘계수(N_{kt}) 결정을 할 때 Fig. 3~5와 같은 물리적 시험결과를 이용하였다. 전체적으로 액성한계(LL) 40% 이하, 소성지수 20% 이하, 실트 함유량 70% 이하, 점토 함유량 20% 이하의 실트 성분이 우세한 저소성 지반 특성을 나타내는 것을 알 수 있다.

부산 및 광양의 조위차는 2~4m 전후로 서해안 지역에 비해 낮으며, Fig. 6~7에 나타난 바와 같이, 부산 점토의 평균 액성한계와 소성지수는 각각 69% 및 43%이며, 평균 점토함유량은 34%를 나타냈다.

광양 점토의 평균 액성한계와 소성지수는 각각 91% 및 63%이며, 평균 점토함유량은 42%로 부산 점토보다 점토 함유량이 많은 고소성 점토지반 특성을 나타냈는데, 원지반 점토층보다 약 7m 두께의 상부 준설매립층 내에 침강 특성으로 인해 점토함유량이 많아진 결과로 판단된다.

전체적으로 서해안 저소성 지반 조건에 비해 부산 및 광양 고소성 점토지반 조건의 소성지수 및 점토함유량이 2배 이상 크게 나타나는 것을 알 수 있다.

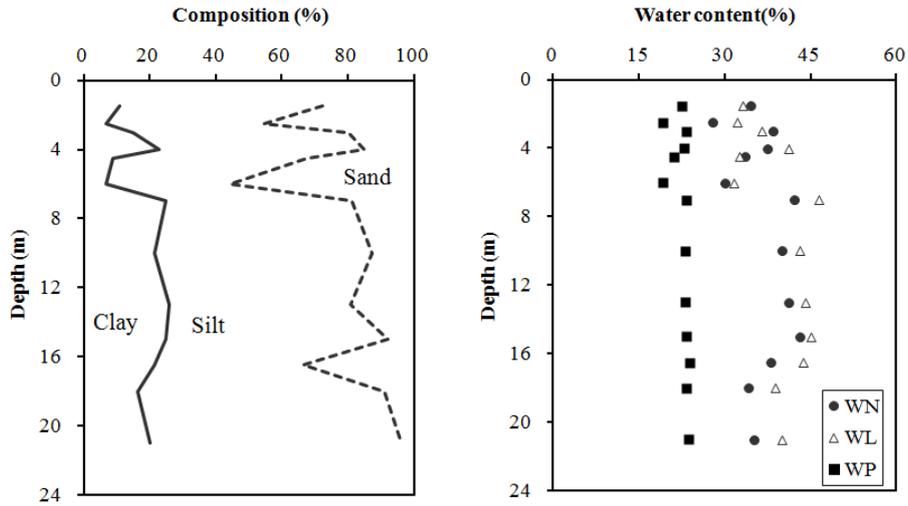


Fig. 3. Soil composition and index properties of Incheon silty soil (data from Kim, 2017a)

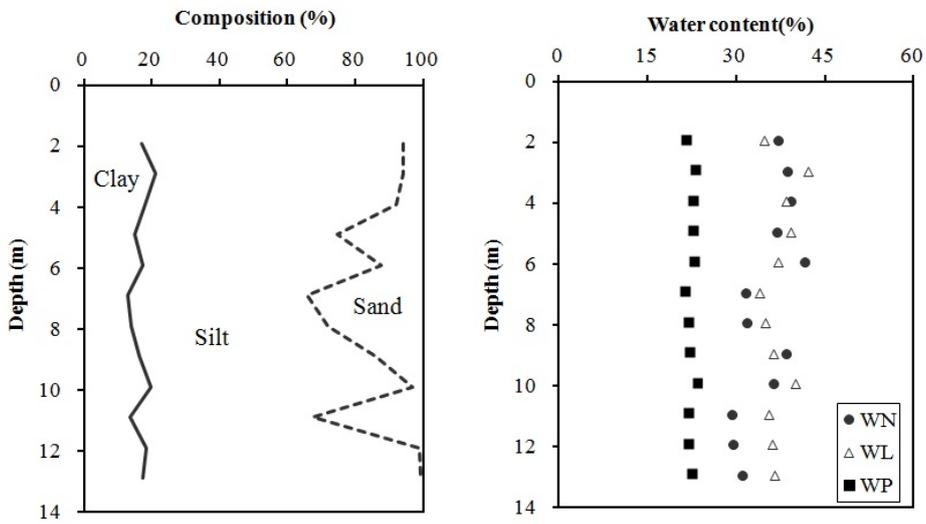


Fig. 4. Soil composition and index properties of Hwaseong silty soil (data from Kim, 2017a)

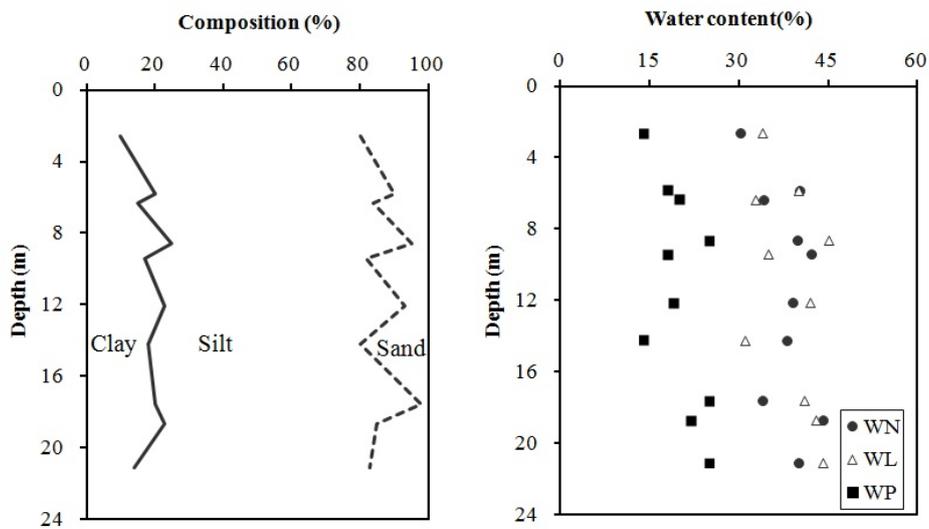


Fig. 5. Soil composition and index properties of Gunsan silty soil (data from Kim, 2017a)

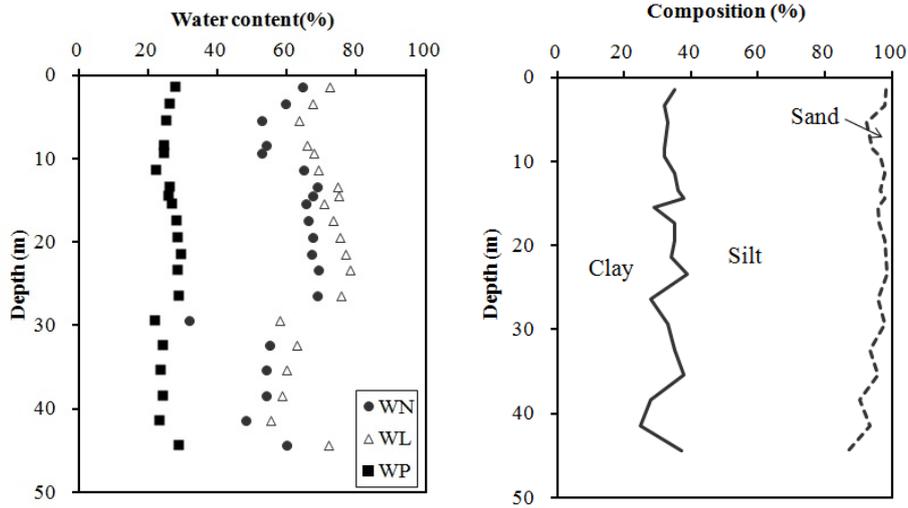


Fig. 6. Soil composition and index properties of Busan clay

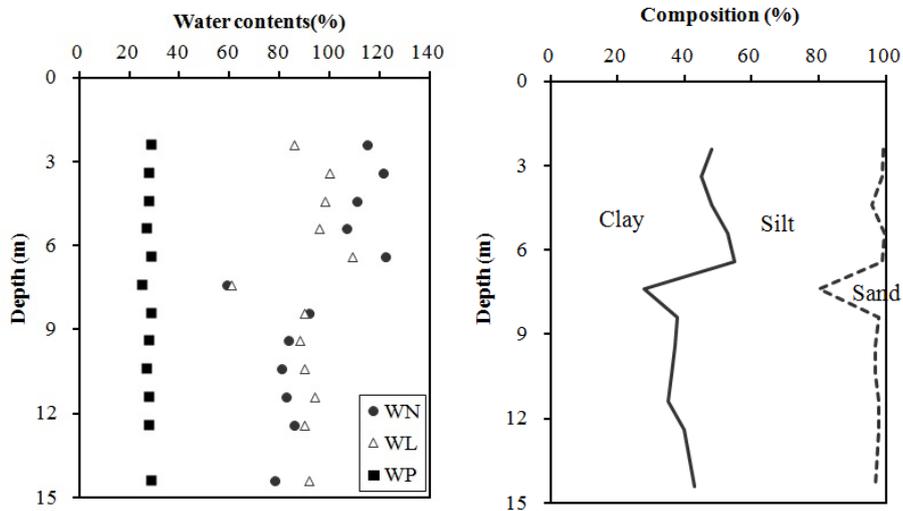


Fig. 7. Soil composition and index properties of Gwangyang clay

3.2 경험식 및 역학시험 결과에 의한 강도증가율 평가

경험식인 Skempton식(Skempton, 1954, 1957) 및 Hansbo 식(Hansbo, 1957), 일축압축시험 및 간이 CU시험으로 구한 비배수전단강도(s_u)와 압밀곡선에서 구한 선행압밀압력(p'_c)의 상관관계에서 얻어진 강도증가율을 비교한 결과를 Fig. 8에 나타냈다.

Fig. 8(a)의 Skempton식 및 Hansbo식으로 구한 인천 토질의 평균 강도증가율은 각각 0.172, 0.176 이며, $q_u/2$ 강도에 의한 평균값은 0.178 이었다. 저소성 실트 지반에서의 일축압축강도 저평가 현상을 개선하기 위해 제안된 간이 CU 강도에 의한 평균 강도증가율은 0.314 이었다.

Fig. 8(b)의 화성 토질의 Skempton식 및 Hansbo식에 의한 평균 강도증가율은 각각 0.164, 0.166이며, 역학 시험

결과인 $q_u/2$ 강도와 간이 CU 강도에 의한 평균값은 각각 0.188, 0.289 이었다.

Fig. 8(c)의 군산 토질의 Skempton식 및 Hansbo식에 의한 평균 강도증가율은 각각 0.179, 0.175이며, 역학 시험 결과인 $q_u/2$ 강도와 간이 CU 강도에 의한 평균값은 각각 0.184, 0.308이었다.

한편, 고소성 부산 점토의 결과인 Fig. 8(d)에 나타낸 바와 같이, Skempton식 및 Hansbo식에 의한 평균 강도증가율은 각각 0.267, 0.309 이며, $q_u/2$ 강도에 의한 평균값은 0.285이었다.

마지막으로 Fig. 8(e)의 고소성 광양 점토의 Skempton식 및 Hansbo식에 의한 평균 강도증가율은 각각 0.344, 0.410 이며, $q_u/2$ 강도에 의한 평균값은 0.330이었다.

인천, 화성 및 군산 저소성 실트 지반의 두 경험식에 의

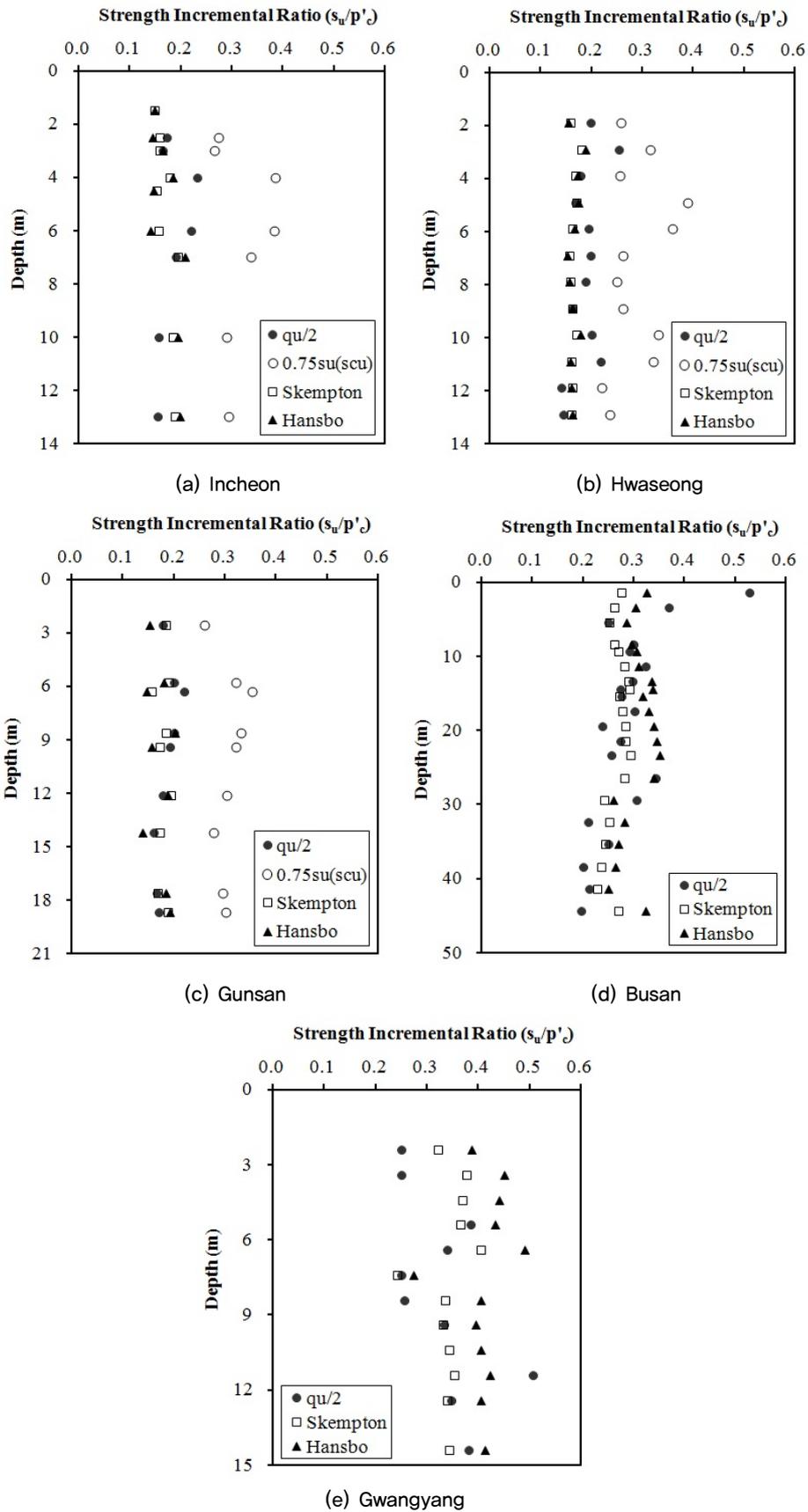


Fig. 8. Strength incremental ratio from the five coastal sites

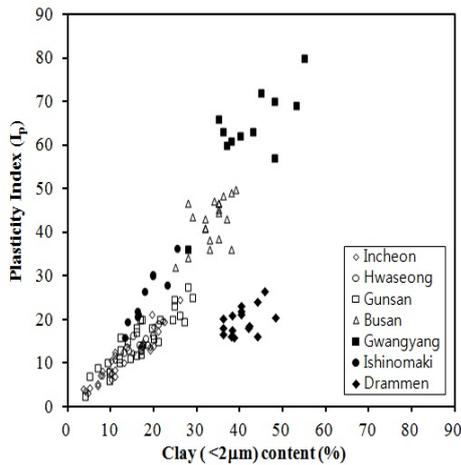


Fig. 9. Comparison of activity from the five different low plasticity soils including Busan and Gwangyang high plasticity clays (Ishinomaki, Drammen data from Tanaka et al., 2001)

한 강도 증가율은 0.170 전후이며, $q_u/2$ 강도에 의한 값은 0.180 전후로 경험식과 역학시험결과를 이용한 값이 유사한 경향을 나타내는 것을 알 수 있다.

부산 점토의 경우도 $q_u/2$ 강도에 의한 값이 두 경험식으로 구한 값의 평균 정도를 나타내는 것을 알 수 있다.

광양 점토의 경우, Skempton식으로 구한 강도증가율과 $q_u/2$ 강도에 의한 값은 유사한 경향을 나타낸 반면에, Hansbo식으로 구한 값은 다소 큰 경향을 나타냈는데, 이러한 원인은 상부 준설매립층 내에 점토함유량이 원지반 점토보다 많아서 액성한계가 크게 평가되었기 때문이며 소성지수를 이용한 Skempton식은 이에 대한 영향이 덜하였기 때문인 것으로 판단된다.

국내 저소성 및 고소성 지반 모두에서 두 경험식으로 구한 강도증가율과 비배수전단강도 평가에 주로 이용되는 일축압축시험결과를 이용한 강도증가율이 유사한 경향을 나타내는 것을 알 수 있다.

그러므로, 교란된 시료를 이용한 물리적 특성(액성한계, 소성지수)만으로도 흙의 전단강도 및 압밀특성이 반영된 강도증가율을 충분히 평가할 수 있으며, 두 식의 적용성이 높은 것으로 국내 연약지반 설계 실무자들에게 인식되어 왔다.

저소성 토질 특성을 나타내는 인천, 화성 및 군산 토질과 노르웨이의 lean clay로 일컬어지는 저소성 토질, 일본의 Ishinomaki 지역의 저소성 중간토, 부산 및 광양 고소성 점토의 0.002mm 이하의 점토함유율과 소성지수(I_p)의 관계를 Fig. 9에 나타냈다. 저소성 토질의 국내 3개소, 일본 Ishinomaki, 노르웨이의 Drammen 지역의 lean clay는

거의 비슷한 범위의 소성지수를 나타내지만, Drammen 지역의 lean clay의 0.002mm 이하의 점토함유량이 약 2배 정도 많은 것을 알 수 있다. 이러한 원인은 Scandinavia 반도 지역은 빙하기 이후에 암반이 용기될 때, 암반 사이의 과도한 마찰작용으로 인해 암반이 돌가루 형태(rock flour)로 분쇄된 물리적 풍화 작용을 겪게 되었다. 따라서, 입경 크기는 충분히 점토 입자에 해당되지만, 실제로는 점토 광물이 거의 포함되지 않은 형태로 존재하는 것으로 알려져 있다(La Rochelle, 1992). 이와 같은 지반 조건은 소성지수와 점토함유량이 비례관계를 나타내지 않는 것을 알 수 있다. 따라서, 현장베인시험(FVT)시 지반 내에 베인을 삽입하게 되면, 교란현상이 전단강도의 측정에 있어서 가장 심각한 문제 중의 하나가 된다(La Rochelle et al., 1973). 이에 반해, 소성지수가 비슷한 국내 서해안 토질은 지반 내에 실트 함유량이 많으며 지층 내에 sandseam이 다량으로 분포하여, Scandinavia 반도 지역에 비해 투수성이 매우 큰 특성을 나타낸다. 노르웨이 lean clay의 소성지수(I_p)는 약 17% 정도이며, 압밀계수(c_v)는 약 $27\text{cm}^2/\text{day}$ 인 것으로 알려져 있다(Grozic et al., 2003).

국내 서해안 저소성 지반의 소성지수(I_p)는 20% 전후이며, 압밀계수(c_v)는 약 $770\text{cm}^2/\text{day}$ 인 것을 감안하면, 투수성이 약 20~30배 정도 큰 것을 알 수 있다.

따라서, 국내 서해안 지반에서 베인 삽입시 발생하는 과잉간극수압은 높은 투수성으로 인해 빠르게 소산되므로 강도 감소 현상이 작게 발생되며, Kim(2017b)이 제시한 바와 같이, 오히려 지반 내의 부분배수 현상으로 인해 비배수 상태의 전단강도보다 증가되는 현상도 발생할 수 있다. 이에 반해 Scandinavia 반도 지역의 해성 점성토는 베인 삽입으로 인해 발생하는 과잉간극수압이 충분히 소산되기 전에 비배수전단강도를 평가하게 된다.

Skempton식 및 Hansbo식은 Scandinavia 반도 지역의 해성 점성토의 현장베인시험(FVT) 결과를 주로 이용해서 제안되었으나, 소성지수와 점토함유율이 비례관계를 나타내는 국내 및 일본 토질에 대해 두 식을 그대로 적용하는 것은 현실적으로 맞지 않게 된다.

Kim et al.(2016) 등은 서해안 저소성 실트 지반에서 채취된 시료를 이용하여 대기압 조건에서 일축압축시험을 실시하게 되면, 앞에서 언급한 바와 같이 투수성이 큰 토질 특성으로 인해 구속압으로 작용하는 잔류유효응력이 현저하게 감소하게 되어 비배수 전단강도를 저평가하게 되는 것으로 제시하였다.

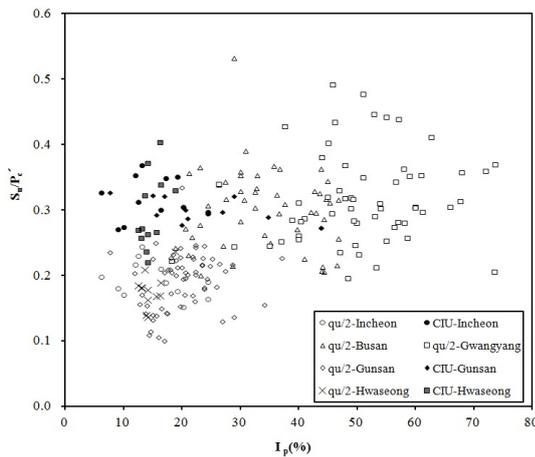


Fig. 10. Undrained shear strength normalized by pre-consolidation pressure versus plasticity index from the five coastal sites

따라서, 저소성 지반의 과소평가된 $q_u/2$ 강도로 구한 강도증가율과 두 식으로 구한 값이 유사한 경향을 나타내므로, 소성지수 및 액성한계가 강도증가율과 비례관계에 있는 것으로 연약지반 설계 실무자들은 인식해왔다.

시료 채취 후 대기압 조건에서 고소성 점토 지반과 동일한 잔류유효응력이 보유된 상태에서 비배수전단강도를 평가할 수 있는 간이 CU 시험결과를 적용하여 구한 저소성 지반의 강도증가율은 0.30 정도로 두 식으로 구한 값 0.17 보다는 상당히 크며, 오히려 고소성 점토 지반인 부산 및 광양 점토의 강도증가율과 유사한 경향을 나타냈다.

Fig. 10은 소성지수에 따른 강도증가율의 관계를 나타내고 있는데, 일축압축강도 저평가 경향의 인천, 화성 및 군산 저소성 토질의 결과를 제외하면, 소성지수에 관계없이 강도증가율이 대략 0.25~0.35 사이에서 분포하는 것을 알 수 있다. 따라서, Scandinavia 반도지역의 해성 점성토 지반에서 수행된 현장베인시험(FVT) 결과를 이용하여 제안된 Skempton식과 Hansbo식은 소성지수와 점토함유량의 비례관계를 나타내는 국내 지반 조건에서는 적용성이 떨어지므로, 압밀 및 강도 산정을 위한 역학시험을 통해서 강도증가율을 평가하는 것이 바람직한 것으로 판단된다.

4. 결론

본 연구에서는 물리적 특성인 소성지수와 액성한계를 이용한 강도증가율 산정에 이용되는 Skempton식과 Hansbo식의 국내 해성 점성토 지반에 대한 적용성을 분석하였으며, 그 결과는 다음과 같다.

- (1) 서해안 저소성 실트 지반의 일축압축강도 저평가 현상으로 인해 비배수전단강도를 선형압밀압력으로 나타내는 값으로 표현되는 강도증가율이 작게 평가되어 소성지수 및 액성한계와 강도증가율의 비례관계로 표현되는 Skempton식과 Hansbo식으로 구한 값이 유사한 경향을 나타내는 것으로 국내 해성 점성토 지반 조건에서 두 식을 적용성이 높은 것으로 인식되어왔다. Scandinavia 반도지역의 해성 점성토 지반에서 수행된 현장베인시험(FVT) 결과를 이용하여 제안된 두 식은 소성지수와 점토함유량의 비례관계를 나타내는 국내 지반 조건에서는 적용성이 떨어지므로, 압밀 및 강도 산정을 위한 역학시험을 통해서 강도증가율을 평가하는 것이 바람직한 것으로 판단된다.
- (2) 일축압축강도 저평가 경향의 인천, 화성 및 군산 저소성 토질의 결과를 제외하면, 소성지수에 관계없이 국내 해성 점성토 지반의 강도증가율은 대략 0.25~0.35 사이에서 분포하는 것으로 나타났다.

References

1. ASTM D422 (1990), "Standard test method for particle-size analysis of soils", ASTM International, West Conshohocken, PA.
2. ASTM D2487 (2000), "Standard practice for classification of soils for engineering purposes (Unified Soil Classification System)", ASTM International, West Conshohocken, PA.
3. ASTM D4318 (2000), "Standard test methods for liquid limit, plastic limit and plasticity index of soils", ASTM International, West Conshohocken, PA.
4. ASTM D2166 (2003), "Standard test method for unconfined compressive strength of cohesive soil", ASTM International, West Conshohocken, PA.
5. ASTM D2578 (2003), "Standard test method for field vane shear test in cohesive soil", ASTM International, West Conshohocken, PA.
6. Bjerrum, L. (1954), "Geotechnical properties of Norwegian marine clays", *Geotechnique*, Vol.4, pp.49-69.
7. Grozic, J. L. H., Lunne, T. and Pande, S. (2003), "An oedometer test study on the preconsolidation stress of glaciomarine clays", *Canadian geotechnical Journal*, Vol.40, pp.857-872.
8. Hansbo, S. (1957), "A new approach to the determination of the shear strength of clay by the fall-cone test", *Proc. Swedish Geotechnical Institute*, No.14, pp.46.
9. Hanzawa, H. (1983), "Three case studies for short term stability of soft clay deposits, *Soils and Foundations*, Japanese geo-

- technical society, Vol.23, No.2, pp.140-154.
10. Jamiolkowski, M., Ladd, C. C., Germaine, J. T. and Lancellotta, R. (1985), "New developments in field and laboratory testing of soils", Proc. of the XI ICSMFE, Vol.1, pp.57-163.
 11. Kim, S. J., Lee, S. D. and Kim, J. H. (2016), "Evaluation of undrained shear strength for clayey silt with low plasticity from the West coast", Journal of Korean Geotechnical Society, Vol.32, No.8, pp.15-25.
 12. Kim, J. H. (2017a), "Evaluation of CPTU cone factor of silty soil with low plasticity focusing on undrained shear strength characteristics", Journal of Korean Geosynthetics Society, Vol.16, No.1, pp.73-83.
 13. Kim, J. H. (2017b), "Evaluation on partially drained strength of silty soil with low plasticity using CPTU data", Journal of Korean Geosynthetics Society, Vol.16, No.2, pp.55-66.
 14. Larsson, R. (1980), "Undrained shear strength in stability calculation of embankments and foundations on soft clays", *Journal of Canadian Geotechnical Engineering*, Vol.17, No. 4, pp.591-602.
 15. La Rochelle, P. (1992), "personal communication".
 16. La Rochelle, P., Roy, M. and Tavenas, F. (1973), "Field measurements of cohesion in Champlain clays", Proc. 8th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation engineering, Moscow, Vol.1, No.1, pp.229-236.
 17. Lee, K. J. and Im, J. C. (2007), "Strength increment ratio of normally consolidated marine clay", Vol.27, No.4C, pp.269-278.
 18. Mikasa, M. (1967), "Presentation method of soil investigation results", Proc. of 11th Geotechnical symposium, JSSMFE, pp. 7-11.
 19. Mikasa, M. (1968), "Shear strength characteristics of diluvial clays found at hilly side of Osaka District", Proc. of the 2nd annual conference, JSSMFE, pp.111-116.
 20. Nash, D. F. T., Powell, J. J. M. and Lloyd, I. M. (1992), "Initial investigations of the soft clay test site at Bothkennar", *Geotechnique*, Vol.42, pp.163-181.
 21. Schmertmann, J. H. and Morgenstern (1977), "Discussion of main session I, Proc. of the 9th ICSMFE, Vol.3, pp.356-360.
 22. Sim, J. R. (2015), "A study on the calculation technique of the shear strength of intermediate soils with low plasticity from western coastal areas", Ph. D thesis, Chonnam National University.
 23. Skempton, A. W. (1954), "The structure of inorganic soil, discussion", Proc. Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol.8, separate No.478, pp.19-22.
 24. Skempton, A. W. (1957), "The planning and design of the new Hong Kong airport, Discussion", Proc. Inst. of Civil Engineers (London), Vol.7, pp.305-307.
 25. Tanaka, H. (1994), "Vane shear strength of a Japanese marine clay and applicability of Bjerrum's correction factor", *Soils and Foundations*, Japanese geotechnical society, Vol.34, No.3, pp.39-48.
 26. Tanaka, H., Tanaka, M. and Shiwakoti, D. R. (2001), "Characteristics of soils with low plasticity: intermediate soil from Ishinomaki, Japan and lean clay from Drammen, Norway", *Soils and Foundations*, Japanese geotechnical society, Vol.41, No.1, pp.83-96.