

함수량이 다른 오염지반의 지지력 결정에 관한 연구

A Study on the Conclusion Bearing Capacity of Polluted Soils Owing to Difference of Water Content

안종필, Jong-Pil Ahn, 박상범, Sang-Beom Park, 박경호, Kyung-Ho Park

¹⁾ 조선대학교 공과대학 토목공학과 교수, Professor, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Chosun

²⁾ 조선대학교 대학원 토목공학과 박사과정, Graduate student, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Chosun

³⁾ 조선대학교 대학원 토목공학과 박사과정, Graduate student, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Chosun

SYNOPSIS : This study, investigates the existing theoretical backgrounds in order to examine the behavior of lateral flow owing to the plasticity of soils when unsymmetrical surcharge is worked on polluted soils by the increase of water content, compares and analyzes the results measured through model tests.

Unsymmetrical surcharge is increased at regular intervals to soil tank made up the polluted soils and then the amounts of settlement, lateral displacement and upheaval are observed.

Critical surcharge was decided $q_{cr}=3.42 C_u$ similar to those had proposed Terzaghi and JHI, and the value of ultimate capacity was decided $q_{ult}=7.71 C_u$ similar to that of Tschebotarioff and JHI

Key Words : Bearing Capacity, Critical Surcharge, Ultimate Surcharge, Polluted Soils

1. 서 론

인구증가와 산업발달에 따른 도시 및 산업폐기물 등의 증가로 인한 오염물질이 지반속으로 유입되면서 오염성분에 의해 흙의 전기적 성질을 변화시키고 동시에 흙의 역학적 성질인 일축압축강도(q_u), 비배수전단강도(C_u), 지반계수(E_s), 지반반력계수(K_b) 등의 강도정수에 직접적인 영향을 미칠뿐만 아니라, 특히 지반의 안정처리에 대한 불리한 조건을 갖는 연약지반에 있어서는 지지력결정과 측방유동의 규모와 거동 등에 변화를 가져올 수 있다.

또한 쓰레기 매립장의 침출수나 공장 및 산업폐수 등의 오염물질이 지하수와 복합되어 연약지반내로 유입되어 지반의 간극수압을 증가시키며 오염물질의 윤택작용에 의해서 지반중의 점착력이나 마찰력 등의 전단저항을 감소시켜 토립자의 소성유동을 크게 증가시켜 과도한 침하량과 측방변위량 및 지표면 융기량을 확대하는 요인으로 작용하여 연약지반의 전단저항에 의한 응력의 구속이 현저하게 감소하므로써 과도한 변위량이 발생하게 되어 지반의 불안정을 초래하게 된다.

지금까지 연약지반의 지지력결정에 관해 Jaky & Fröhlich(赤井,1964) Tschebotarioff(1973) 및 Das & Meyerhof(1984) 등에 의한 한계하중과 극한하중의 결정방법 등을 비롯하여 매우 많은 연구가 수행되었으며, 근래에 있어서는 연약지반의 변형해석의 복합적인 성질과 비선형적 변형-시간의 관계를 고려한 유한요소해석이 행해지고 있고, 안·박(1997) 등은 오염된 연약점토지반의 모형실험을 통해 측방변형거동과 안정관리방법에 대해 분석한 바 있으나, 지금까지 이러한 많은 연구가 거듭되어 왔음에도 불구하고 이들에 대한 인식의 부족과 적용상의 문제점으로 인해 연약지반상의 설계와 시공단계에서의 정립이

불확실한 상태이며, 특히 오염된 연약지반의 축방유동에 대한 연구 및 실질적인 적용면에서는 아직까지 미흡한 실정이다.

따라서 본 연구에서는 모형실험용 재하장치를 제작하고 오염물질을 함유한 연약점토를 함수량을 일정하게 증가시키면서 재성형한 시료를 토조내에 거치한 후 편재하중을 재하하여 모형실험을 실시하고 이러한 오염지반의 모형실험결과를 통하여 오염지반의 축방유동 등의 소성변형에 대해 조사하고, 기존의 연구결과와 비교·분석하여 모형실험을 통한 축방유동의 발생기구, 한계하중 및 극한하중, 축방유동압의 크기 및 분포, 그리고 안정관리에 대한 실제의 적용성을 검토하여 실제 오염된 지반의 구조설계시 구조물이 받게 되는 피해를 예측하여 지반의 변형에 대한 안전설계를 도모하고자 하는데 본 연구의 목적이 있다.

2. 한계하중 및 극한지지력의 해석방법

연약지반상에 성토 등의 하중이 작용하게 되면 초기단계에서는 탄성적인 거동에 의한 침하가 발생하지만, 하중의 증가에 따라 재하면 하부의 지반은 이등변삼각형분포의 흩뿌리가 압축되면서 점차 소성의 상태로 이전되어 진다. 이와 같이 지반이 탄성상태에서 소성상태로 바뀌지는 시점의 하중값을 Jaky, Fröhlich 등은 한계하중이라고 규정하였고(赤井,1964), Tschebotarioff(1962,1973) 등은 지반중에 소성변형이 시작되는 시점의 하중을 한계하중으로 규정하였으며, Das(1984) 등에 의하면 한계하중이란 하중과 변위량의 증가가 거의 직선적인 경향을 보이다가 하중량의 증가에 비해서 변위량의 증가가 큰 폭으로 커지면서 하중과 변위량의 관계가 직선에서 곡선으로 이행되는 시점으로 정의한 바 있다.

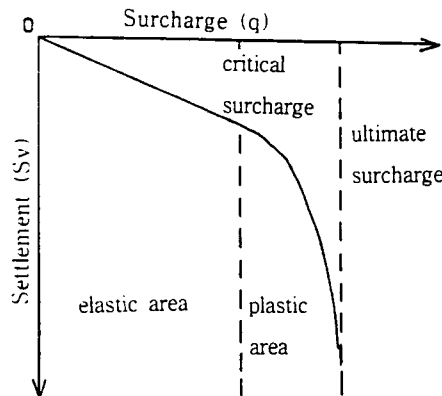


Fig 2.1 Critical surcharge and ultimate surcharge

Table 2.1 Proposed equation of critical surcharge and ultimate capacity in clay

Proposer	Critical surcharge	Ultimate capacity	q_{cr} / q_{ult}
Meyerhof	$q_{cr} = (B/2H + \pi/2)c_u$	$q_{ult} = 8.30c_u$	-
Tschebotarioff	$q_{cr} = 3.00c_u$	$q_{ult} = 7.95c_u$	0.38
JHI	$q_{cr} = 3.60c_u$	$q_{ult} = 7.30c_u$	0.49
Jaky	$q_{cr} = 3.14c_u$	$q_{ult} = 6.28c_u$	0.50
Terzaghi 1	$q_{cr} = 3.81c_u$	$q_{ult} = 5.71c_u$	0.67
Fellenius	-	$q_{ult} = 5.52c_u$	-
Terzaghi 2	$q_{cr} = 3.81c_u$	$q_{ult} = 5.30c_u$	0.72
Prandtl	-	$q_{ult} = 5.14c_u$	-
Darragh	$q_{cr} = 4.00c_u$	-	-

또한 극한하중이란 Jaky, Fröhlich, Terzaghi, Meyerhof 등이 제안한 것처럼 한계하중을 초과하여 더욱 하중을 증가시키면 하부지반에는 토립자의 전단저항에 의해 탄성영역인 주동쇄기가 아래쪽으로 침하함에 따라 과잉간극수압의 증가를 유발하여 토립자의 축방변위를 발생시킴으로서 소성영역은 전단 및 주동영역까지 확장되고 원호활동파괴면이 지표면까지 도달하려는 경향을 나타내는 소성평형파괴형태에

이르게 되며, 이와 같이 지반의 소성평형에 의한 전단파괴가 이루어질 때의 하중값을 극한하중(지지력)으로 정의하였다. Fig 2.1은 하중과 변위의 관계곡선으로부터 구하여지는 한계하중과 극한하중을 나타낸 것이고 본 연구에 의하면 극한하중에 대한 한계하중의 비는 0.35~0.75의 관계를 나타내고 있다.

Table 2.1은 기존의 제안된 한계하중과 극한하중을 산정할 수 있는 이론식을 보여 주고 있다. 여기서, Cu는 점토의 비배수강도, B는 재하폭, H는 토층의 두께를 나타낸다.

3. 모형실험

3.1 오염지반의 물리화학적 성질

연약지반에 하중을 재하하게 될 경우 지반중에는 하중에 의한 응력이 감소하과 간극수압이 변화하여 체적이 수축되면서 지반의 침하가 발생하게 된다. 그러나 간극수압의 소산에 필요한 충분한 시간이 지나기도 전에 계속적으로 하중을 증가시키면 지반내의 과잉간극수압의 증가로 인하여 측방유동압이 작용하게 되므로 토립자의 소성화에 의한 수평적인 측방으로의 변위가 발생되고, 지표면의 융기가 발생되어, 결국 활동파괴가 유발되어 구조물이 불안정하게 된다.

모형실험에 사용된 지반시료는 전남 화순군 춘향면 지역의 지표면 아래 3~4m 깊이에서 채취하였다. 채취된 시료에 대해 2mm 이상의 자갈 및 세편(細片)은 체로 쳐서 제거한 후 재성형하여 사용하였으며, 소성도에 의한 모형지반은 저소성 실트(ML)로 분류된다.

Table 3.1은 오염물질이 혼입된 지반시료의 구성원소화합물을 나타낸 것이며, 극히 소량의 원소화합물을 제외한 대표적인 9개의 구성원소성분 만을 나타낸 것이다. 함수량의 변화에 따른 오염지반의 구성원소 화합물은 Al, Fe, Cu, Se는 함수량의 증가에 따라 점차 증가하는 경향을 나타내는 반면 Zr는 점차 감소하는 경향을 나타내고 있으며, 이는 금속성분이 함수량의 증가와 더불어 토립자의 산성화를 촉진시켜 지반의 풍화 및 소성화에 기인한 지반의 유동성을 증가시키는 것으로 사료된다.

Table 3.1 Constituent elements compound of model soils(%)

구성원소	W000	W020	W040	W060	W080	W100	W120
Al	32.90	34.65	36.06	36.15	36.88	36.94	37.48
Zr	22.80	21.93	21.79	17.80	17.77	16.78	15.95
Fe	9.03	10.03	10.10	10.18	10.21	10.33	10.51
Cu	9.32	9.78	9.85	10.43	10.92	11.23	12.54
Se	8.14	8.34	8.44	8.64	8.64	8.84	9.12
K	7.48	6.37	6.07	7.27	6.78	7.33	7.52
Ti	5.56	4.65	3.00	2.81	2.90	3.10	3.13
Ca	2.18	2.29	2.98	3.28	2.78	2.76	2.30
Mg	1.00	1.80	0.94	1.72	0.83	0.96	1.12
합 계	98.41	99.84	99.23	98.28	97.71	98.27	99.67

다음 Table 3.2는 사용시료의 물리적 특성을 나타낸 것으로 오염지반의 함수량이 증가할수록 비중, 액성한계, 소성한계 및 간극비 등은 증가하고, 일축압축강도와 비배수전단강도 등은 감소하는 경향을 나타내었는데, 이는 함수량이 증가함에 따라 간극수압의 증가와 오염물질이 윤택작용을 증가시켜 지반의 소성화를 촉진시키는 것에 기인한 것으로 사료된다.

Table 3.3과 Fig 3.1은 모형실험전의 오염지반의 전단강도와 극한상태의 전단파괴에 도달하였을 경우의 전단강도를 실험을 통하여 실측한 값과 식(1)의 강도증가율(m)을 이용한 전단강도의 증가에 대한 계산값을 비교하여 나타낸 것으로 전단강도의 증가에 따라 계산값이 실측값보다 적은 경향을 나타내었다. 이는 하중의 증가에 따라 오염물질의 윤택작용과 간극수압의 소산에 따른 압밀작용으로 인해 소성변형이 진행됨에 따라 지반은 점진적으로 안정화경향을 나타내고 있으며, 계산값은 지나친 안정측에 속한다

고 할 수 있다.

$$m=0.11+0.0037 I_F \quad (1)$$

여기서, I_F 는 소성지수를 나타내며, 증가된 전단강도의 계산시의 압밀도는 80%를 기준으로 하여 계산하였다.

Table 3.2 Physical properties of model soil

Soil No	W (%)	G_s	W_L (%)	W_p (%)	I_p (%)	I_c	C_c	e	r_t (g/cm ³)	r_d (g/cm ³)	q_u (kg/cm ²)	C_u (kg/cm ²)	S_r (%)
W000	31.04	2.656	32.37	22.36	10.01	0.732	0.255	0.918	1.801	1.352	0.169	0.084	96.08
W020	33.21	2.662	34.32	24.52	9.80	0.726	0.273	0.968	1.764	1.298	0.143	0.070	98.62
W040	35.86	2.667	36.61	27.24	9.37	0.719	0.281	1.026	1.720	1.244	0.130	0.064	99.45
W060	38.26	2.671	37.48	28.83	8.65	0.603	0.301	1.075	1.668	1.186	0.103	0.046	101.05
W080	40.67	2.678	39.57	31.25	8.32	0.589	0.320	1.096	1.613	1.127	0.073	0.037	105.48
W100	43.17	2.683	41.55	33.67	7.88	0.556	0.338	1.136	1.556	1.056	0.059	0.031	108.97
W120	46.14	2.697	43.33	35.70	7.63	0.418	0.354	1.216	1.534	1.025	0.050	0.025	110.23

Table 3.3 Increasing value of undrained cohesion(kg/cm²)

Soil No	W000	W020	W040	W060	W080	W100	W120
$C_{uo}(q_u \text{ Test})$	0.084	0.070	0.064	0.046	0.037	0.031	0.025
$C_{uf}(q_u \text{ Test})$	0.179	0.153	0.135	0.102	0.082	0.063	0.051
$C_{uf}=C_{uo}+mU\Delta p$	0.161	0.136	0.124	0.083	0.071	0.056	0.046

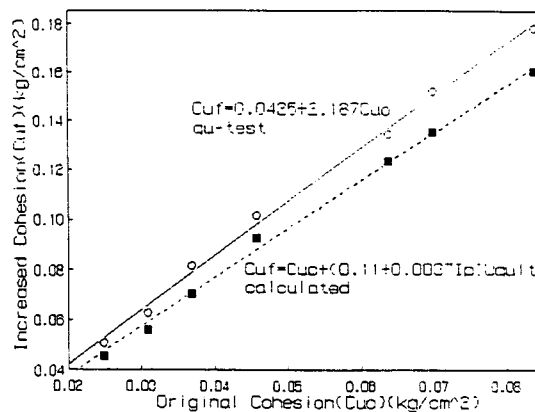


Fig 3.1 Relations of the strength increase of undrained cohesion

3.2 모형실험장치의 제작 및 실험방법

토조의 측면에는 마찰의 영향을 현장조건에 비슷하게 고려하기 위하여 오일을 바르고 편면재하를 시켰으며, 본 연구에서 사용된 모형토조의 규격을 정리하면 다음과 같다.

- ① 모형재하장치의 제원은 길이 50cm, 높이 40cm, 폭이 15cm로 하였다.
- ② 변형을 관측할 수 있도록 재하틀의 전면에 60cm×50cm, 두께 2cm의 투명아크릴을 부착하였다.
- ③ 배면에는 아크릴판과 같은 크기로 두께 2cm의 강판을 부착하여 강성을 유지하였다.
- ④ 양측면은 15cm×40cm, 두께 6mm의 강제channel을 부착하여 강성을 증가시켰다.

- ⑤ 저면에는 50cm×15cm, 두께 12cm의 강제channel을 이용하여 재하지반의 변형을 억제하였다.
- ⑥ Acryl판의 변형방지를 위해 모형토조의 사각모서리 부분에 폭 5cm, 두께 5mm의 보강재를 설치하여 지지시켰다.
- ⑦ 측면의 channel과 전면 및 배면판과의 접합부의 배수를 방지하기 위하여 rubber packing을 삽입하여 bolt로 접합하였다.
- ⑧ 토조 하부에 2cm 높이의 투수공간을 설치하여 배수를 유지토록 제작하였다.

모형실험은 동일한 입도분포를 갖는 포화된 오염지반 시료로서 오염물질인 가정용 세제(샴푸, 린스, 옥시크린, 가루비누, 풍풍)와 자동차에 사용된 중금속성분을 함유한 폐유를 혼합한 오염물질의 함유량을 동일하게 하고 함수량을 일정하게 증가시킨 7종류의 시료를 재성형하여 모형실험장치 안에 거치한 후, 시료가 안정되면 관측창을 분리하고 시료의 전면에 백색의 수성페인트로 2cm 간격의 mesh를 그린 후 관측창을 다시 결합하여 관측창의 mesh와 일치시킨 다음에, 비배수조건하에서 일정한 시간간격으로 편재하중을 $q=0.05 \text{ kg/cm}^2$ 단위로 증가시켜 각각의 재하단계마다 지반의 침하량과 측방변위량 및 용기량의 변화와 활동전단파괴 등의 변형거동을 정밀한 camera로 촬영하여 관측하는 순서로 진행하였다.

또한 각각의 재하단계마다 시간의 경과에 따라 재하판 우측의 지표면상에 6cm 간격으로 설치한 용기량 측정용 Dial Gauge를 설치하여 변위량이 15분 동안에 1/100mm 이하가 되면 변형이 정지된 것으로 보고 다음 단계의 하중을 작용시켰다.

다음 Fig 3.2는 모형실험장치의 모식도이고, Fig 3.3은 모형실험에서 하중에 의한 지반내의 토립자의 변위형태를 변위벡터로서 도시한 것이다.

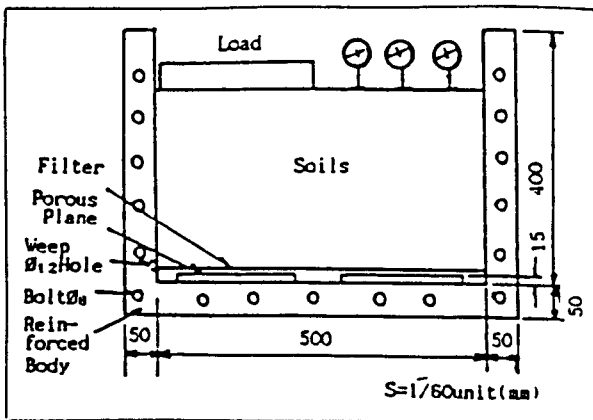


Fig 3.2 Front view of model test apparatus

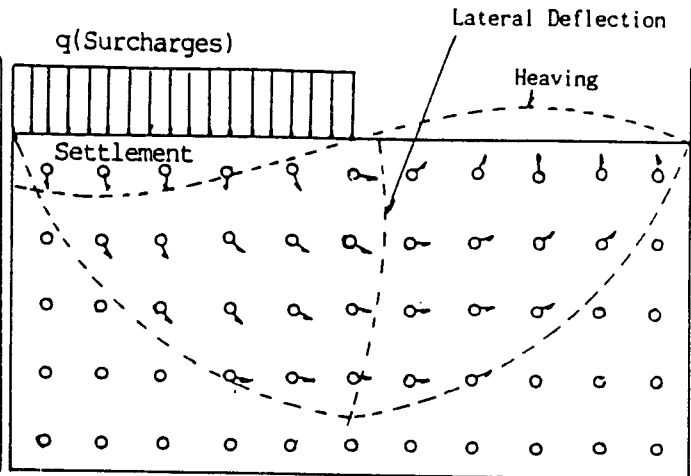


Fig 3.3 Displacement of particles in soils by model test

4. 실험결과 분석 및 고찰

4.1 한계하중의 결정

Jaky & Fröhlich(赤井,1964), Das & Meyerhof(1984), Tschebotarioff(1973) 등의 이론과 같이 지반의 탄성평형의 상태에서 소성의 상태로 변화되는 시점에 해당하는 모형실험에 의한 재하중과 변위량의 증가관계가 직선부분에서 곡선부분으로 이전되는 시점의 하중을 한계하중으로 결정하였다.

한계하중과 극한하중은 Fig 4.1~4.3과 같이 모형실험에 의한 하중-침하량, 측방변위량, 용기량의 관계에서 구한 값과 S_v-Y_m 관리도와 S_v-H_v 관리도 및 q/Y_m-q 관리도에서 구한 값의 평균한 값을 채택하였다.

Table 4.2는 모형실험에 의해 결정된 한계하중을 기존의 제안식으로 산정한 값과 비교하여 나타낸 것이며, Fig 4.4는 모형실험에서 얻어진 한계하중을 비배수전단강도와 같이 나타낸 것이다. 오염되지 않은 저소성 점토(CL)의 한계하중은 Meyerhof의 제안값에 근접함을 보였으며, 고소성 점토(CH)는 JHI와 Jaky의 중간값에 근접함을 보이고 있는 반면⁶⁾, 모형실험(ML)의 한계하중 값은 다음 식(2)와 같이

Terzaghi의 제안식과 JHI의 제안식에 비슷한 경향을 나타내고 있어 모형실험에 의한 한계하중의 결정에

Table 4.1 Comparison of critical surcharge (q_{cr})(kg/cm²)

Soil No	W000	W020	W040	W060	W080	W100	W120
Darragh	0.336	0.280	0.256	0.184	0.148	0.124	0.100
Terzaghi	0.320	0.267	0.244	0.175	0.141	0.118	0.095
Model Test	0.312	0.263	0.223	0.167	0.134	0.112	0.077
JHI	0.302	0.252	0.230	0.166	0.133	0.112	0.090
Jaky	0.264	0.220	0.201	0.144	0.116	0.097	0.079
Tschebotarioff	0.252	0.210	0.192	0.138	0.111	0.093	0.075
Meyerhof	0.150	0.125	0.114	0.082	0.066	0.055	0.045

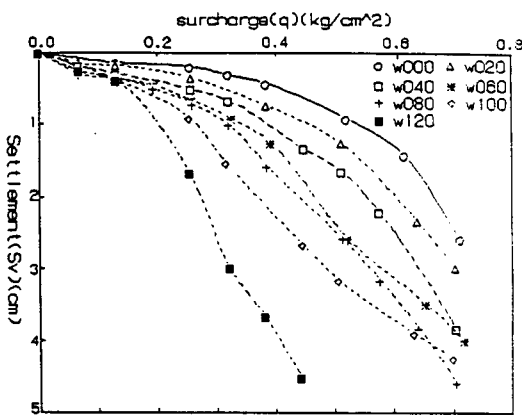


Fig 4.1 Relations between surcharge & settlement

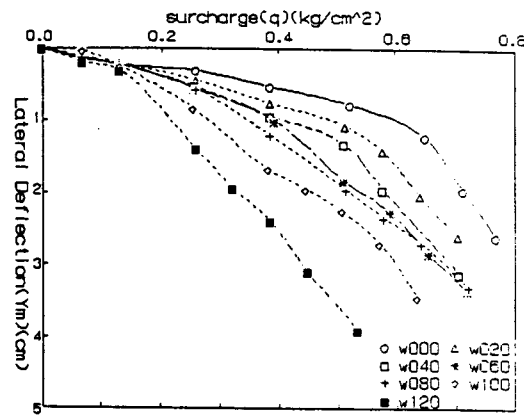


Fig 4.2 Relations between surcharge & lateral deflection

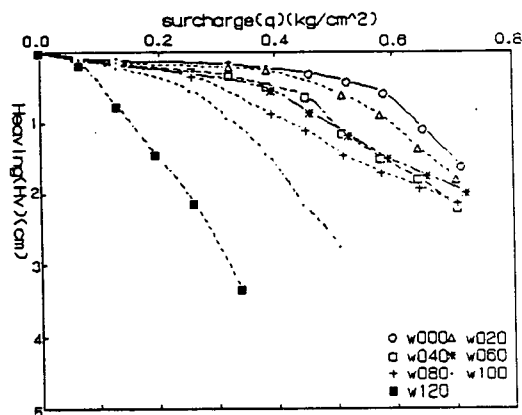


Fig 4.3 Relations between surcharge & heaving

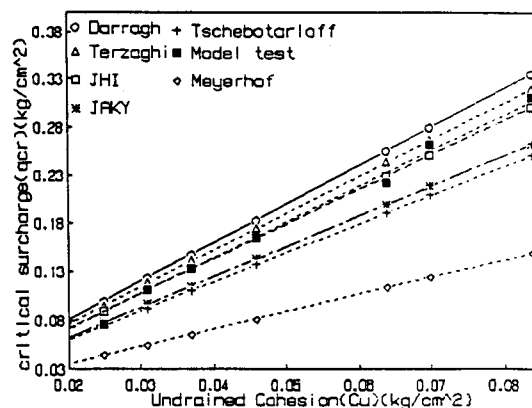


Fig 4.4 Relations of undrained cohesion & critical surcharge

대한 타당성을 알 수 있다. 또한 Meyerhof와 Tschebotarioff 및 Jaky 등의 제안식에 의한 값은 지나치게 안전측에 속하는 경향을 보이며, Terzaghi와 JHI의 제안식을 오염된 지반에 적용하면 합리적인 결과를 얻을 수 있으리라 사료된다.

$$q_{cr} = 3.42 C_u \quad (2)$$

4.2 극한지지력

Jaky & Fröhlich(赤井,1964), Das & Meyerhof(1984), Tschebotarioff(1973) 등의 이론과 같이 한계하중을 지나서 더욱 하중을 증가시키면 소성영역이 확대되고 침하량에 대해 측방변위량 및 용기량의 증가비율이 현저하여 지반중에 원형활동파괴면이 지표면까지 도달하려고 하는 경향을 나타내는 소성평형파괴 상태에 이르게 되는 시점인 모형실험에 의한 하중-변위량의 관계에서 소성적인 곡선부분에서 다시 무한 직선으로 이행되는 시점의 하중 극한하중(지지력)으로 결정하였다.

Table 4.2은 모형실험에 의해 결정된 극한하중을 기존의 제안식에 의하여 산정한 값과 비교하여 나타낸 것이며, Fig 4.5는 모형실험에 의해 결정한 극한하중을 기존의 제안식으로 산정한 값과 비교하여 나타낸 것이다.

Table 4.2 Comparison of ultimate capacity (q_{ult})(kg/cm²)

Soil No	W000	W020	W040	W060	W080	W100	W120
Meyerhof	0.697	0.581	0.531	0.382	0.307	0.257	0.208
Tschebotarioff	0.668	0.556	0.509	0.366	0.294	0.246	0.199
Model Test	0.653	0.564	0.510	0.378	0.285	0.228	0.187
JHI	0.613	0.511	0.467	0.336	0.270	0.226	0.183
Jacky	0.528	0.440	0.402	0.289	0.232	0.195	0.157
Terzaghi 1	0.480	0.423	0.365	0.263	0.211	0.177	0.143
Fellenius	0.464	0.386	0.353	0.254	0.204	0.171	0.138
Terzaghi 2	0.445	0.371	0.339	0.244	0.196	0.164	0.133
Prandtl	0.432	0.360	0.329	0.236	0.190	0.159	0.129

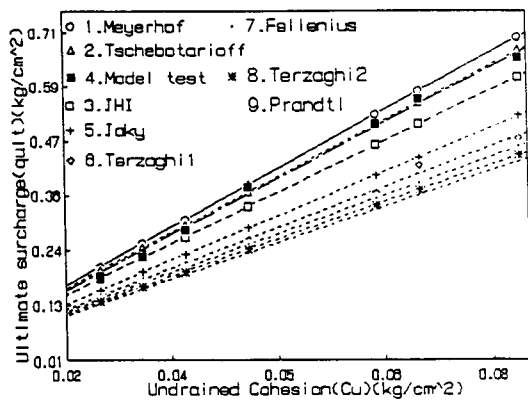


Fig 4.5 Relations of undrained cohesion & ultimate capacity

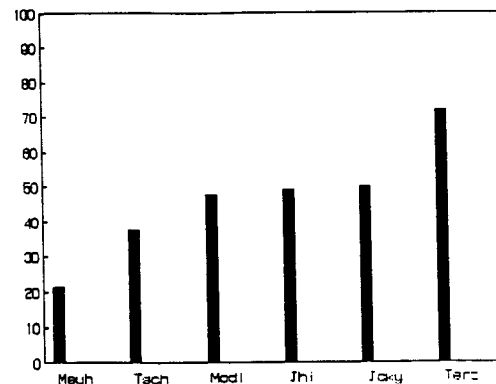


Fig 4.6 Comparison of the q_{cr}/q_{ult} by the model test and the proposed equation

오염되지 않는 저소성 점토(CL)의 극한하중은 Meyerhof의 제안값에 근접함을 보였으며, 고소성 점토(CH)는 Shield의 제안값에 근접함을 보였으나⁶⁾, 모형실험(ML)의 극한하중 값은 다음 식(3)과 같이 Tschebotarioff와 JHI의 제안식과 비슷한 경향을 나타내어 극한하중의 결정에 대한 타당성을 보여주고 있음을 알 수 있다. 이는 Silt가 갖고 있는 불규칙적인 입도배합과 함수량의 증가로 인하여 오염물질의 윤택작용이 활성화되어 지반의 소성화가 급진적으로 촉진되고 있는 것에 기인한 것으로 사료된다.

$$q_{ult} = 7.71 C_u \quad (3)$$

Fig 4.6은 모형실험에서 결정한 한계하중과 극한하중의 비율을 여러 제안식에서 결정한 값과 비교하여 나타낸 것으로, 모형실험의 결과 한계하중은 극한하중의 44(%) 수준에서 결정되었으며, 이 값은

Jaky(赤正,1964), Meyerhof(das,1984), Tschebotarioff(1973), JHI (토질공학회,1986)의 제안식의 50~75%의 평균치에 근접하고 있어 좋은 유사성을 보여주고 있으므로 모형실험에 의한 한계하중과 극한하중의 결정에는 크게 문제가 없음을 알 수 있다.

5. 결론

본 연구에서는 편재하중을 받는 오염지반에 대하여 함수량을 일정하게 증가시키면서 모형재하실험을 수행하여 오염된 지반의 지지력을 계산하고, 기존에 제안된 이론해석과 비교·분석하여 보았으며 그 결과를 정리하면 다음과 같다.

1. 오염지반은 함수비의 증가에 따라 간극비가 직선적인 증가경향을 보였으며, 이로 인한 과잉간극수압이 오염물질의 유통작용을 촉진시켜 지반의 소성화를 조기에 유발하는 것으로 나타났다.
2. 지반의 측방유동이 발생하기 시작하는 시점인 한계하중에 대한 본 연구의 실험값은 Terzasghi의 제안식($q_{cr}=3.81 C_u$)과 JHI의 제안식($q_{cr}=3.60 C_u$)에 비슷한 경향을 나타내어 다음 식으로 적용할 수 있었다.

$$q_{cr}=3.42 C_u$$

3. 소성평형상태에서의 극한하중에 대한 본 연구의 실험값은 Tschebotarioff의 제안식($q_{ult}=7.95 C_u$)과 JHI의 제안식($q_{ult}=7.30 C_u$)에 근접한 경향을 보여 다음 식으로 적용할 수 있었다.

$$q_{ult}=7.71 C_u$$

4. 오염된 지반의 지지력 결정은 기존의 제안식 중에서 JHI의 제안식을 적용하면 합리적인 결과를 산출할 수 있을 것이다.

참고문헌

1. 안종필·박상범·박경호(1998) ; 오염지반의 지지력 결정에 관한 연구, 대한토목학회 학술발표회 논문집(Ⅱ), 대한토목학회, pp.217~220.
2. 안종필(1993) ; 편재하중을 받는 연약지반의 측방유동에 관한 연구, 지질공학 (대한지질공학회지), 대한지질공학회지, 제3권, 제2호, 9월, pp.177~190.
3. 안종필·홍원표(1994) ; 측방유동을 받는 연약지반의 변형거동에 관한 연구, 한국지반공학회지, 한국지반공학회, 제10권, 제2호, 6월, pp.25~40.
4. 안종필·박상범·박경호(1997) ; 매립지의 택지조성에 대한 문제점 고찰, 대한토목학회지 제45권 제7호, pp.62~70.
5. 안종필·김병호·이정욱(1992) ; 편재하중을 받는 연약지반의 측방변형에 관한 연구, 조선대학교 국토개발 연구소 논문집, 제12집, 1호, pp.51~70.
6. 안종필·김병호(1993) ; 소성점토지반의 측방유동압에 관한 연구, 조선대학교 국토개발연구소 논문집, 제13집, 2호, pp.72~84.
7. 홍원표(1993) ; 수평력을 받는 말뚝, 대한토목학회지, 대한토목학회, 제31권, 제5호, 10월, pp.32~36.
8. Das,B.M.(1984) ; Principles of foundation engineering, Brooks/Cole Engineering division, Monterey, California, pp.101~206.
9. Tavenas,F.& Leroueil,S.(1980) ; The behaviour of embankments on clay foundations, Canadian Geotechnical Journal, Vol.17 pp.236~260.
10. Tschebotarioff,G.P.(1962) ; Chapter 5 on Retaining structures in foundation engineering(editor Leo-nards), McGraw-Hill, New York, pp.486~496.