

軟弱地盤上的貯水池堤體 施工事例

(新月地區 堤體崩壞와 그 對策)

金 周 範* · 崔 廷 凡**

築造時 必要한 資料가 될 것으로 생각되어 本資料를 整理하여 紹介하는 바이다.

全南 海南郡 北平面 所在 新月地區 貯水池는 典型的인 干拓地上에 築造된 한 事例로서 그 施工過程에서 여러가지 어려움을 겪었다. 1974年末에 廊外

I. 序 言

軟弱地盤上에 築造되는 堤體가 施工途中 崩壞된 事例를 檢討하므로써 앞으로 있을 類似한 構造物

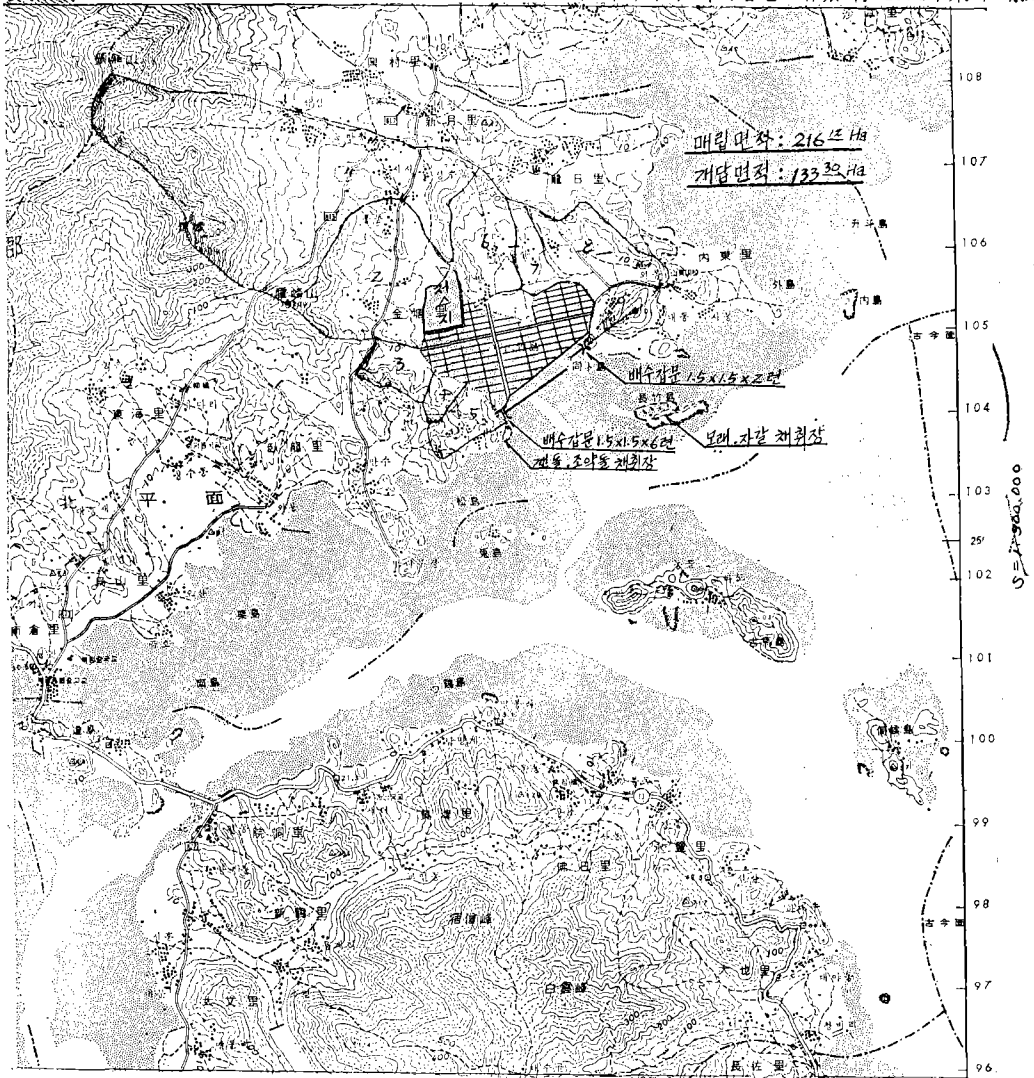


그림. 1. 신월지구 간척사업계획 평면도(S=1: 50,000)

* 正友 엔지니어링

** 우보기업주식회사 기술부

防潮堤를 完工하므로써 約 216ha의 干拓地가 造成되었고 이중 耕作地로 轉換될 133ha에 대한 用水源으로는 貯水池를 地區內에 築造하게 되었다.

干拓地の 土性은 一般的으로 Silty clay 혹은 Clayey-silt로 分類되는 海成沖積土地盤이므로 매우 軟弱하고 土層이 不均質하여 基礎地盤에 대한 強度를 推定하는데 어려움이 많다. 特히 透水係數가 작고 含水比가 커서 過載荷重을 받게되면 過剩間隙水壓이 發生되고 이로 因해 地盤의 強度가 顯著히 低下된다. 또한 地盤이 剪斷破壞될때 破壞面의 各條

件은 實際 現場試驗과 室內試驗에서의 剪斷破壞條件과 一致하지 않고 그림. 2에서 보는 바와 같이 盛土荷重에 依해 地盤이 圓弧滑動을 일으킬 때는 最大主應力이 鉛直方向外에도 存在한다.

이와같은 여러가지 問題가 本堤體 安定解析에 미치는 影響에 대하여 滑動破壞 斷面을 中心으로 檢討하고 그 內容을 整理하였다.

II. 堤體 滑動破壞狀況

1976年에 貯水池築造工事が 始作되었으며 그 規模는 堤長이 2,179m, 平均 堤高이 5.0m, 滿水面積 41.5ha, 貯水量 771,138³이다.

堤體築造를 위한 盛土作業中 1次로 同年 4월에 地盤破壞現象이 일어나 盛土部가 沈下되었고 2次로 同年 8月 16日 20時와 翌日 05時사이에 測點 No.27~No.31(L=200M)區間에서 中心 core 양쪽으로 滑動破壞가 일어나고 堤體 끝부분에는 높이 0.2~0.5m, 幅 3.0~7.0m의 隆起現象이 隨伴되었다. (그림. 3. 堤體 활동 파괴 단면 參照)

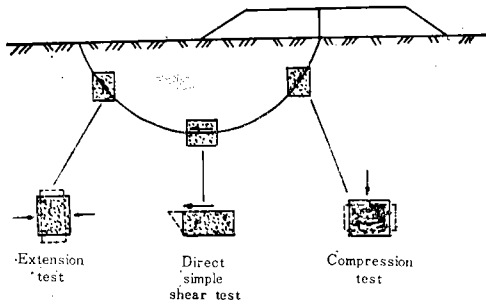


그림. 2. 현장조건에 따른 전단강도측정

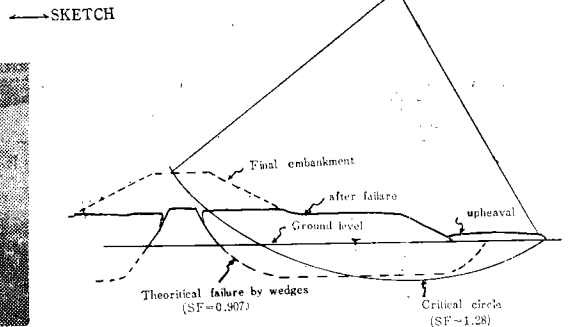
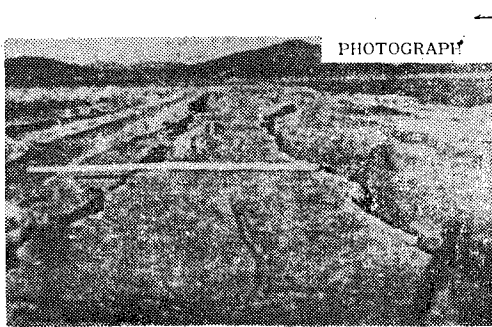


그림. 3. 堤體 활동 파괴 단면

III. 現場調查

現場調查는 荷蘭式二重管式 円錐貫入試驗機(Dutch cone), 배인시험기 및 Hand Auger 등을 利用하여 沖積土地盤에 대한 土層의 特性과 軟弱地盤層의 두께를 調査하고 堤體의 安定計算에 必要한 試料를 土層別로 採取하였다.

1. 1次調查

1976년 4월 당초의 設計斷面에 따라 貯水池堤體 盛土作業施行中에 地盤滑動破壞現象이 일어나 이에 대한 對策을 마련코저 地盤支持力調査, 盛土材料調査 및 土質試驗 등을 實施하였다.

地盤支持力調査는 荷蘭式二重管式円錐貫入試驗機로 貯水池堤體位置 16個所에 대하여 큰抵抗値調査와 測點 No. 32에서 不攪亂試料 4點을 採取하였으며 그 內譯은 表-1과 같다.

표-1. 調查內課

조사번호	추 점	연약심도 (m)	시료 채취	비 고
S-1	1+0	1.5		
S-2	6+0	4.2		
S-3	10+0	4.2		
S-4	14+0	4.6		
S-5	18+0	4.4		
S-6	25+0	4.6		
S-7	30+0	5.6		
S-8	32+0	5.0	불교란시료채취 (4점)	
S-9	35+0	5.0		
S-10	40+0	3.8		
S-11	47+10	3.6		
S-12	66+0	5.2		
S-13	78+0	5.4		
S-14	87+0	3.2		
S-15	95+0	5.6		
S-16	104+0	2.8		

範圍는 $q_c = 0.72H \sim 0.92H$ 이다.

여기서 H : 地表面으로부터 깊이 (m)

q_c : 콘抵抗值 (kg/cm²)

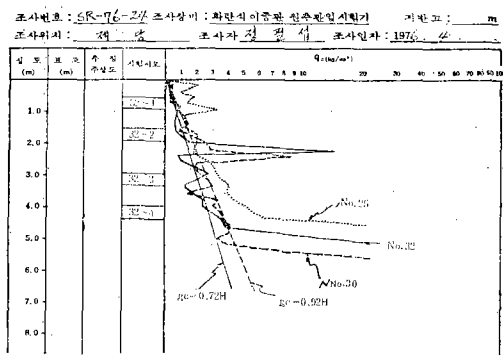


그림. 4. 신월지구 관입저항곡선도

軟弱地盤으로 問題가 豫想되는 代表的인 測點 No. 25, No.30, No.32 에 대한 콘抵抗曲線圖는 그림. 4 에 서와 같이 堆積層의 사이사이에 얇은 粗粒土層이 挾在되어 있어 非均質性土層이기는 하나 一般的으로 깊이(H)에 따라 콘抵抗值의 增加比가 一定하며 그

室內土質試驗에 依한 基礎地盤의 物理的性質 및 力學的特性은 표-2에, 壓密特性은 그림. 5에, 盛土 材料의 物理的 性質 및 力學的特性은 표-3에 表示되 었다.

표-2. 토질시험결과 일람표(기초저반응)

지구명; 신 월 시료채취자; 정 필 섭 시험일자; 1976. 4.
 조사번호; SR-76-24-1 채취위치; No. 32 시험자; 정 필 섭

시	료	명	시료 32-1	시료 32-2	시료 32-3	시료 32-4
심	도	m	0.6~1.0	1.6~2.0	3.0~3.4	4.0~4.4
입 도 시 험	자	갈 (4760 μ 이상)	%	—	—	—
	모	래 (74~4760 μ)	%	15.30	16.92	12.18
	실	트 (5~74 μ)	%	58.70	55.08	73.82
	점	토 (5 μ 이하)	%	26.00	28.00	14.00
	균	등 계 수 Cu		┌	┌	┌
	극	윤 계 수 Cc		┌	┌	┌
조 도 시 험	액	성 한 계 LL %	69.00	40.42	39.89	40.52
	소	성 한 계 PL %	29.40	21.20	19.90	20.20
	소	성 지 수 PI	39.60	19.22	19.99	20.32
통	일	류 분 류	CH	CL	CL	CL
흙	의	비 중 Gs	2.705	2.651	2.656	2.657

軟弱地盤上の貯水池堤體施工事例

자 연 상 태	함 수 비 w %		60.40	52.20	58.40	42.30
	습윤단위중량 γ_t g/cm ³		1.673	1.691	1.716	1.793
	간극비 e		1.593	1.386	1.452	1.109
	포화도 S_r %		100	100	100	100
역	일시 압 축 시험	일축압축강도 q_u kg/cm ²		—	—	—
		예민비 S_t		—	—	—
	학	일시 면 전 단 시험	※ 시험 조건		—	—
점착력 c kg/cm ²			—	—	—	
내부마찰각 ϕ 도		—	—	—	—	
시	삼시 축 압 축 시험	※ 시험 조건		UU	UU	UU
		점착력 c kg/cm ²		0.035	0.040	0.040
		내부마찰각 ϕ 도		4	4	6
험	압 밀 시험	압밀선행하중 P_o kg/cm ²		0.48	0.40	0.48
		압축지수 C_c		0.407	0.438	0.405
	부수계수 k cm/sec		—	—	—	—
비고 ※ 비압밀배수시험 : UU, Unconsolidated-Undrained shear Test 압밀배수시험 : CU, Consolidated-Undrained shear Test 압밀배수시험 : CD, Consolidated-Drained shear Test						

표-3. 盛土材料 試驗結果表

시료명	심도 m	입 도 (%)					Over-size mm	균 등 계 수 Cu	곡 율 계 수 Cc	조 도				비 중 분 류
		Clay	Silt	Sand	Gravel	Cobble				액 한	소 성 한	소 성 한	수 축 한	
		mm <0.005	mm 0.005-0.074	mm 0.074-No.4	mm No.4~76.2	mm 76.2~127				LL%	PL%	PI%	SL%	
점 토	26.0	25.3	48.7	—	—	—	—	—	43.8	21.0	22.8	—	2.683	CL
성 토	8.0	18.0	74.0	—	—	—	—	—	36.8	24.5	12.3	—	2.687	SC

시료명	내 부 마 찰 각		점 착 력		습윤단위중량 γ_t (g/cm ³)	포화단위중량 γ_{sat} (g/cm ³)	부수계수 k (cm/sec)	비 고
	습 윤 시	포 화 시	습 윤 시	포 화 시				
	ϕ_{wet} (°)	ϕ_{sat} (°)	C_{wet} (kg/cm ²)	C_{sat} (kg/cm ²)				
점 토	10	5.5	0.40	0.30	1.966	2.007	2.4×10^{-7}	
성 토	21.5	9.0	0.26	0.20	2.025	2.072	5.0×10^{-7}	

(e-log p 곡선)
(e-log p Curve)

지구명; 新月 채취위치; 제당 시험일자; 1976. 4.

시료명; No. 32 채취자; 정필섭 시험자; 정필섭

시료명	채취심도 (m)	액성한계 (%)	초기공비 (%)	압축시수 Cc	선밀하중 (kg/cm ²)	압비중 고
32-1	0.6~1.0	69.00	1.593	0.407	0.48	
32-2	1.6~2.0	40.42	1.386	0.438	0.40	
32-3	3.0~3.4	39.89	1.452	0.405	0.48	
32-4	4.0~4.4	40.52	1.109	0.308	0.52	

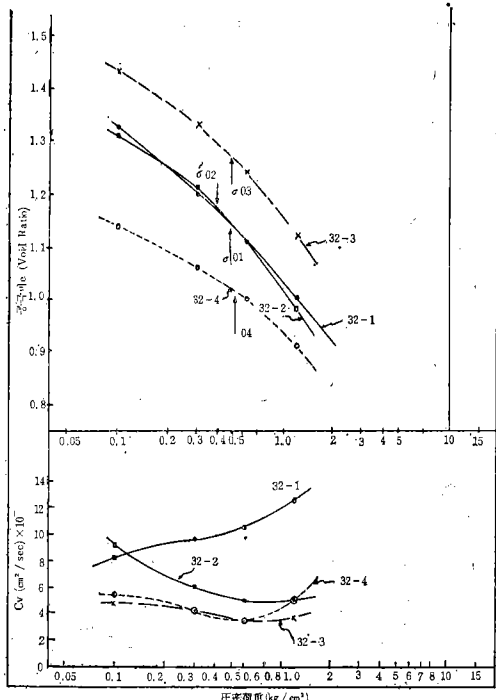


그림. 5. 흙의 압밀 시험 결과 표(1)

2. 2次調査

盛土作業 進行中 同年 8월 16일과 17일間に 發生

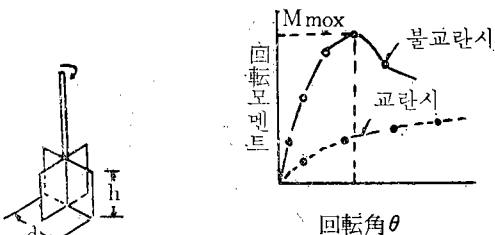


그림. 6. Vane Tester

$$S_{uv} = \frac{M_{max}}{\pi \left(\frac{d^2 h}{2} + \frac{d^3}{6} \right)}$$

된 滑動破壞에 對한 原因分析과 對策을 마련하기 위하여 同年 9월 10일부터 3일간 휴대형 원추관입 시험기와 베인시험기로 代表的인 測點 No. 20+15, No. 29+0에 對한 現場調査를 實施하였다. 現場調査時 採取한 不攪亂 試料 4點에 對한 試驗結果는 표-4과 같다.

現場 Vane 시험기는 그림. 6에서와 같은 型이며 날개폭 d 와 높이 h 의 관계는 $h=2d$ 로 $d=5cm$ 의 것을 使用하였다.

S_{uv} : 站性土의 非排水剪斷強度(kgf/cm²)

그림. 7은 휴대용원추관입抵抗曲線과 Vane試驗結果

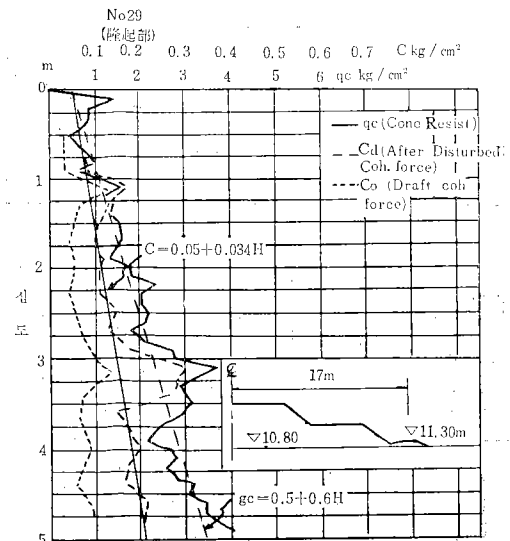
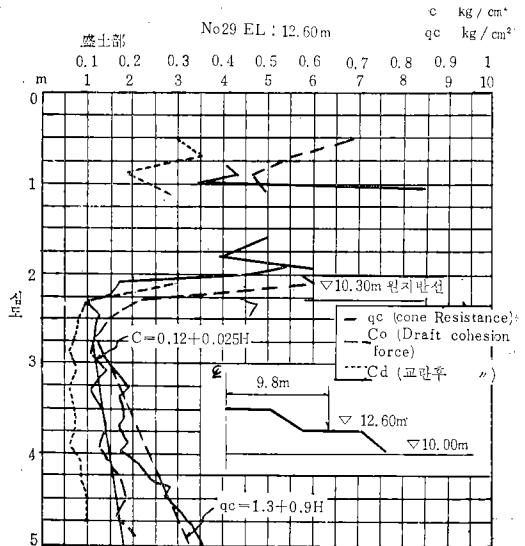


그림. 7. 신월지구 원추저항 및 베인조사도

軟弱地盤上の貯水池堤體施工事例

표-4. 토질시험결과 일람표 (기초지반용)

지구명; 新月 시료채취자; 김 주 범 시험일자; 1976. 9. 20.
 조사번호; 현장-76-47 채취위치; 제 당 시험자; 심 재 구

시 료 명		No. 21(성토)	No. 29(성토)	No. 21	No. 29	
심 도 m		~	~	0.3~0.6	0.3~0.6	
입 도 시 험	자 갈 (4760 μ 이상) %	—	4.6	—	—	
	모 배 (74~4760 μ) %	62.1	51.4	3.5	5.3	
	실 트 (5~74 μ) %	27.7	30.5	70.5	68.5	
	점 트 (5 μ 이하) %	10.2	13.5	26.0	26.2	
	균 등 계 수 Cu	┆	┆	┆	┆	
	곡 율 계 수 Cc	┆	┆	┆	┆	
조 도 시 험	액 성 한 계 LL %	29.5	31.3	33.9	37.6	
	소 성 한 계 PL %	23.2	22.4	19.6	19.6	
	소 성 지 수 PI	6.3	8.9	14.3	18.0	
통 일 흙 분 류		SM	SC	CL	CL	
흙 의 비 중 Gs		2.62	2.62	2.66	2.69	
자 연 상 태	함 수 비 ω %	17.4	18.1	41.5	50.7	
	습윤단위중량 rt g/cm ³	1.816	1.920	1.780	1.700	
	간 구 비 e	0.694	0.611	1.114	1.385	
	포 화 도 Sr %	65.7	77.6	99.1	98.5	
역 학 사 험	일시 축 압 축 험	일축압축강도 qu kg/cm ²	┆	┆	0.087	0.05
		예 민 비 St	┆	┆	┆	┆
	일시 면 전 단 험	※ 시험 조건	UU			
		점 착 력 c kg/cm ²	0.22			
		내 부 마 찰 각 ϕ 도	39	┆	┆	┆
	삼시 축 압 축 험	※ 시험 조건	┆	UU	UU	UU
점 착 력 c kg/cm ²			0.16	0.08	0.05	
내 부 마 찰 각 ϕ 도			9	2	2	
압 밀 시 험	압밀선행하중 Po kg/cm ²	┆	┆	┆	┆	
	압 축 지 수 Cc	┆	┆	┆	┆	
투 수 계 수 k cm/sec		7.01 $\times 10^{-4}$	┆	┆	┆	

비 고 ※ 비압밀비배수시험 : UU, Unconsolidated-Undrained shear Test
 압밀비배수시험 : CU, Consolidated-Undrained shear Test
 압밀배수시험 : CD, Consolidated-Drained shear Test

果를 나타낸 것이며 특히 自然狀態와 攪亂狀態에 대한 非排水剪斷強度를 測定하므로써 粘土의 銳敏比를 쉽게 알 수 있다.

測點 No. 29에서 盛土高 2.3m 狀態의 基礎地盤에 대한 強度特性과 盛土荷重이 없는 隆起部에 대한 強度特性을 現場 Vane 試驗과 콘抵抗直試驗으로 比較한 結果 盛土荷重에 의한 地盤改良의 效果는 다음과 같다.

콘抵抗值 가) 盛土部 $q_c = 1.3 + 0.9H$

나) 隆起部 $q_c' = 0.5 + 0.6H$

非排水剪斷強度

가) 盛土部 $S_{uv} = 0.12 + 0.025 H$

나) 隆起部 $S_{uv}' = 0.05 + 0.034 H$

여기서 q_c, q_c' : kgf/cm²

S_{uv}, S_{uv}' : kg/cm²

H : 深度(m)

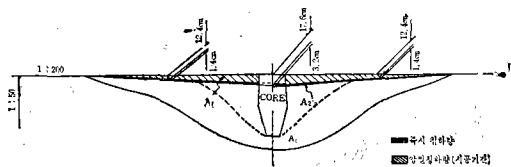
3. 3次調査

1977年 9月 貯水池 堤塘 盛土作業의 完了段階에서 그동안의 盛土荷重으로 인한 地盤의 破壞狀態와 沈下量 測定을 위하여 16個 測點에 대하여 橫斷方向으로 相當中心部와 內·外側에 各各 1個所씩 시굴 및 試料採取를 實施하였다.

本調査에 使用된 器具는 荷蘭式二重管式圓錐貫入 시험기와 Hand Auger이며 채취된 試料는 觀察에 의하여 盛土材料와 原地盤土로 區分하였다.

橫斷圖에 盛土材料와 原地盤土의 境界點을 表示한 후 이를 根據로 沈下圖를 作成하였는데 地盤의 舉動은 袂기理論에 의한 滑動과 圓弧滑動이 複合적으로 이루어진 것으로 看做되었다.

(그림. 8 沈下圖 參照)



지반파괴에 의한 침하량 $A_1 = 16.771m^2$

시공기간중 압밀침하량 $A_2 = 2.796m^2$

즉시침하량 $A_3 = 0.470m^2$

$A_1 + A_2 + A_3 = 20.037m^2$

그림. 8. 심 하 도

採取한 試料 4點에 대한 試驗結果는 표-5에, 壓密特性은 그림. 9에 表示하였다.

(e-log p 곡선)
(e-log p Curve)

지구명: 新月

채취위치: 제 당

시험일자: 1977. 10.

시료명:

채취자: 최정범

시험자: 최정범

시료명	채취 심도 (m)	역성 한재 (%)	초기 공비 (%)	압축지수 Cc	선형 압밀 비 (kg/cm ²)	압 축 고
No.23(CNT)	40~ 4.5	36.3	1.436	0.392	0.79	
No.35(CNT)	44~ 5.0	38.9	1.103	0.382	0.91	
No.35(SUR)	03~ 0.9	34.0	1.378	0.375	0.35	

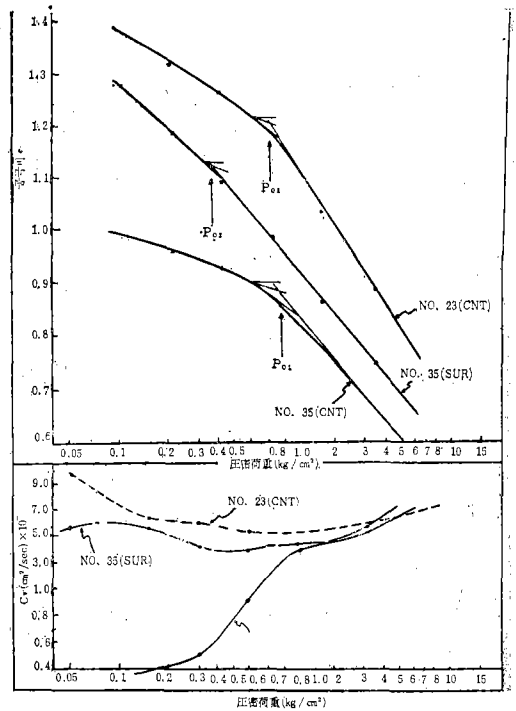


그림. 9. 흙의 압밀 시험 결과 표 (1)

軟弱地盤上の貯水池堤體施工事例

표-5. 토질시험결과 일람표 (기초지반용)

지구명; 新月 시료채취자; 최 정 범 시험일자; 1977. 10.
 조사번호; 현장-77 채취위치; 계 당 시험자; 최 정 범

시 료 명			No.23(CNT)	No.35(CNT)	No.35(SUR)	No.25(CNT)
심 도 m			4.0~4.5	4.4~5.0	0.3~0.9	4.5~5.0
입 도 시 험	자 갈 (4760 μ 이상) %		—	—	—	—
	모 래 (74~4760 μ) %		6.2	1.4	2.4	34.0
	실 트 (5~74 μ) %		46.4	53.2	54.2	28.6
	점 토 (5 μ 이하) %		47.4	45.4	43.4	37.4
	균 등 계 수 Cu		—	—	—	—
	곡 율 계 수 Cc		—	—	—	—
조 도 시 험	액 성 한 계 LL %		36.3	38.9	34.0	32.9
	소 성 한 계 PL %		18.5	20.0	18.8	17.2
	소 성 지 수 PI		17.8	18.9	15.2	15.7
통 일 흙 분 류			CL	CL	CL	CL
흙 의 비 중 Gs			2.946	2.676	2.693	2.661
자 연 상 태	함 수 비 ω %		45.1	36.1	49.4	26.7
	습윤단위중량 rt g/cm ³		1.758	1.853	1.583	1.885
	간극비 e		1.431	0.981	1.541	0.789
	포화도 Sr %		92.8	98.5	86.3	90.0
역 학 시 험	일시 압 축 시험	일축압축강도 qu kg/cm ²	0.12	0.25	0.08	—
		예민비 St	—	—	—	—
	일시 면 전 단 시험	※ 시험 조건				
		점착력 c kg/cm ²				
		내부마찰각 ϕ 도				
	삼시 축 압 축 시험	※ 시험 조건				
점착력 c kg/cm ²						
내부마찰각 ϕ 도		—	—	—	—	
압 밀 시 험	압밀선행하중 Po kg/cm ²	0.79	0.91	0.35		
	압축지수 Cc	0.392	0.382	0.375		
	투수계수 k cm/sec	—	—	—	—	

비 고 ※ 비압밀비배수시험 : UU, Unconsolidated-Undrained shear Test
 압밀비배수시험 : CU, Consolidated-Undrained shear Test
 압밀배수시험 : CD, Consolidated-Drained shear Test

(註) ① 시료 No.25(CNT)는 원지반과 성토재의 경계에 있는 성토재료임.

② 시료 No.23(CNT)와 No.35(CNT)는 성토고 4.0~5.0m에 대한 荷重을 받고 있는 狀態의 地盤土에 대한 試驗結果임.

IV. 結果 및 考察

基礎地盤에 대한 充分한 調査를 하지 않은 狀態에서 設計된 當初의 계당斷面으로는 安定을 期하지 못하여 施工時 事故의 原因이 되었다.

施工段階에서 1次로 調査된 結果에 따라 계당斷面의 安全率을 檢討한 結果 安全率이 1.0미만으로 不安하여 押盛土工法으로 이를 補完하였다.

1. 安全率

當初의 設計斷面에 대한 安定을 檢討키 위하여 分割法(Swedish method)으로 安全率을 求하였다. 그림. 10에서와 같이 外堤斜面과 內堤斜面을 1次土質 調査結果에 따라 安全率을 算出하였으며 그 結果 外堤가 0.908, 內堤가 0.932로 나타났다.

(표-6, 표-7 計算內譯 參照)

표-6. 各 切片에 대한 Moment 計算(外堤)

Slice	A(m ²)	$\gamma_t(t/m^3)$	w(t/m)	$\bar{x}(m)$	w· \bar{x}	$\bar{y}(m)$	tan ϕ	w· \bar{y} ·tan ϕ
1	0.14	2.025	0.2835	7.4	2.126	1.4	0.3939	0.156
2	0.56 0.25	2.025 2.072	1.548	7.2	4.146	2.4	0.1583	0.588
3	1.28	2.025	2.592	6.2	16.070	4.4	0.0963	1.098
4	1.28 1.28	1.966 2.007	5.085	6.2	31.527	4.4	0.0963	2.155
5	1.92	2.007	3.853	5.9	22.735	4.8	0.0963	1.781
6	0.850 0.455 1.000	2.025 2.072 2.007	4.671	5.05	23.588			
7	0.54 0.60	2.025 2.072	2.337	4.65	10.867			
8	4.95	2.025	10.024	3.00	30.071			
9	7.20	2.072	14.918	2.25	33.566			
10	2.48	2.072	5.319	-1.00	-5.137			
Total					176.557			5.778

θ (度)	$\Delta l(m)$	C(t/m ²)	R(m)	$\Delta l \cdot C \cdot R(t \cdot m/m)$
11	1.439	2.60	7.5	28.064
8	1.046	2.00	7.5	15.700
23	3.009	3.00	7.5	67.706
110	14.392	0.40	7.5	43.175
Total				154.645

표-7. 各 切片에 대한 Moment 計算(內堤)

Slice	A(m ²)	$\gamma_t(t/m^3)$	w(t/m)	$\bar{x}(m)$	w· \bar{x}	$\bar{y}(m)$	tan ϕ	w· \bar{y} ·tan ϕ
1	0.36	2.025	0.729	7.25	5.285	1.9	0.3939	0.545
2	0.42	2.025	0.850	7.00	5.954	2.6	0.1583	0.350
3	1.32	2.025	2.673	6.10	16.305	4.4	0.0963	1.133

軟弱地盤上の貯水池堤體 施工事例

4	1.32	1.966	2.595	6.10	15.830	4.4	0.0963	1.099
5	1.32	2.007	2.649	6.10	16.160	4.4	0.0963	1.122
6	1.98	2.007	3.974	5.80	23.048	4.7	0.0963	1.799
7	0.49	2.025	2.732	5.15	14.070			
	0.31	2.072						
	0.595	2.007						
8	0.52	2.025	3.125	4.70	14.687			
	1.00	2.072						
9	1.38	2.025	2.794	3.75	10.479			
10	2.30	2.072	4.765	3.75	15.965			
11	1.10	2.072	2.279	1.50	3.419			
12	7.20	2.072	14.918	2.25	33.566			
13	2.48	2.072	5.139	-1.00	-5.139			
Total					169.629			6.048

θ (度)	$dl(m)$	$C(t/m^2)$	$R(m)$	$dl \cdot C \cdot R(t \cdot m/m)$
14	1.831	2.6	7.5	35.704
5.5	0.719	2.0	7.5	10.794
22.5	2.943	3.0	7.5	66.234
100	13.083	0.4	7.5	39.250
Total				151.982

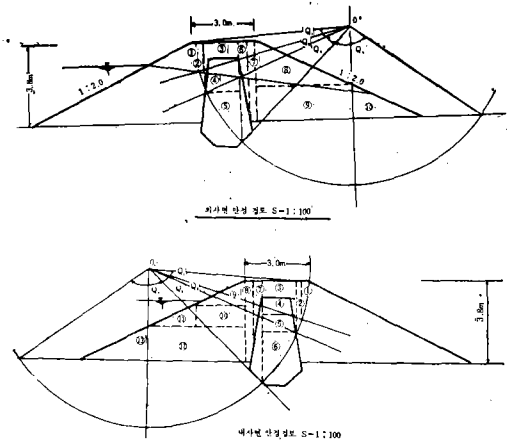


그림. 10. 내외사면 안전검토

$$S \cdot F = \frac{\sum M_r}{M_d} = \frac{\sum RN \cos \phi + \sum R \cdot C \cdot dl}{\sum R \cdot T} = \frac{\sum w \bar{y} \tan \phi + \sum R \cdot C \cdot dl}{\sum w \cdot \bar{x}}$$

外堤 $S \cdot F = \frac{5.778 + 154.645}{176.557} = 0.908$

內堤 $S_s = \frac{6.048 + 151.982}{169.629} = 0.932$

安全率 $SF < 1.2$ 이므로 押盛土工法으로 補強하기로 하고 押盛土에 依한 抵抗모멘트를 M_c 라 할때 다음 式이 成立한다.

$$F_s = \frac{\sum M_r + M_c}{M_d} = 1.2 \text{ (安全率 1.2로 假定)}$$

따라서 $M_c = 1.2M_d - \sum M_r$

外斜면에 대한

$$M_{c1} = 1.2 \times 176.557 - (5.778 + 154.645) = 51.445 \text{ (t} \cdot \text{m/m)}$$

內斜면에 대한

$$M_{c2} = 1.2 \times 169.629 - (6.048 + 151.982) = 45.525 \text{ (t} \cdot \text{m/m)}$$

外堤 押盛土 길이 $l_1 = 5.5m$, 內堤 押盛土 길이 $l_2 = 5.0m$ 로 假定하고 濕潤單位重量 $r_t = 2.025t/m^3$ 이므로 押盛土 높이는 다음과 같이 計算된다.

$$\begin{aligned} \text{外斜面 } h_1 &= \frac{M_{c1}}{r_t \times l_1 \times (l_1/2 + x_1)} \\ &= \frac{51.445}{2.025 \times 5.5 \times 5.5/2} \doteq 1.7m \end{aligned}$$

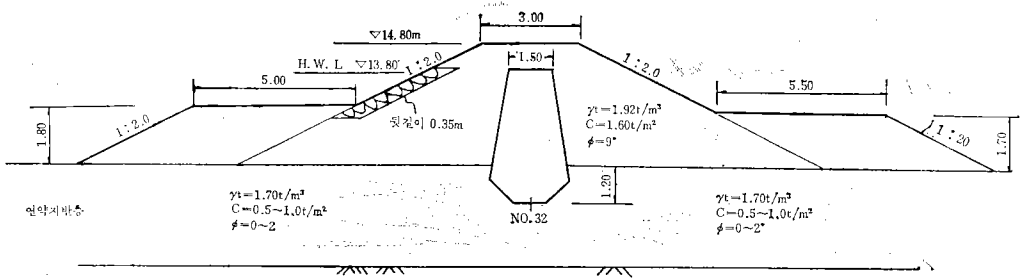


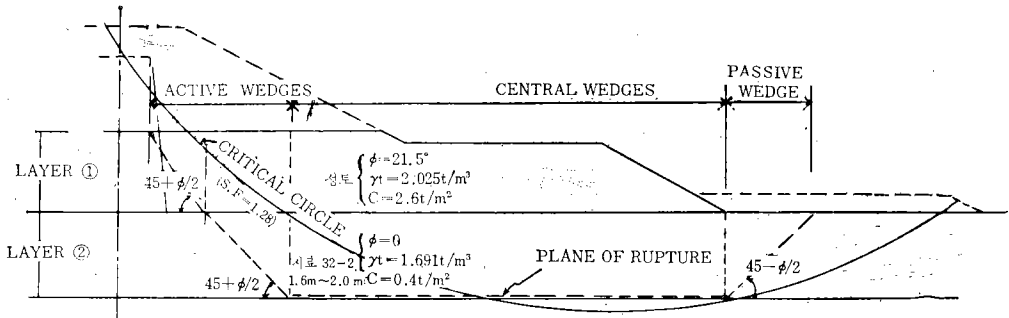
그림. 11. 제당 보완 단면

$$\begin{aligned} \text{內斜面 } h_2 &= \frac{M_{c_2}}{r_1 \times l_2 \times (l_2/2 + x_2)} \\ &= \frac{45.525}{2.025 \times 5.0 \times 5.0/2} \div 1.8\text{m} \end{aligned}$$

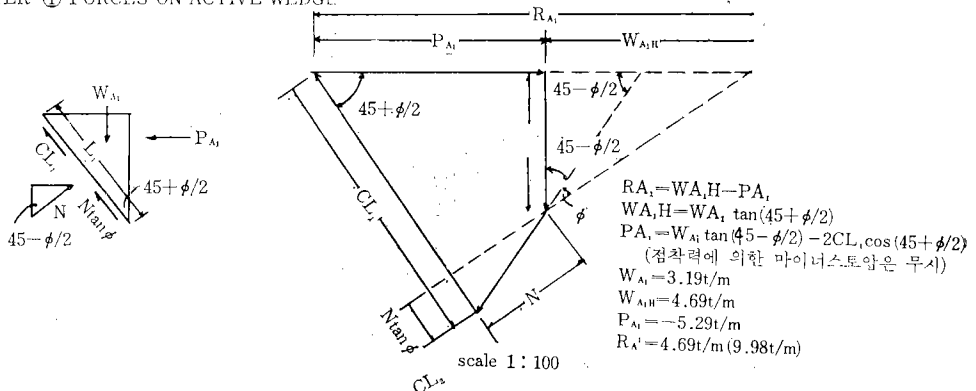
押盛土工法으로 補完된 斷面인 그림. 11에 따라

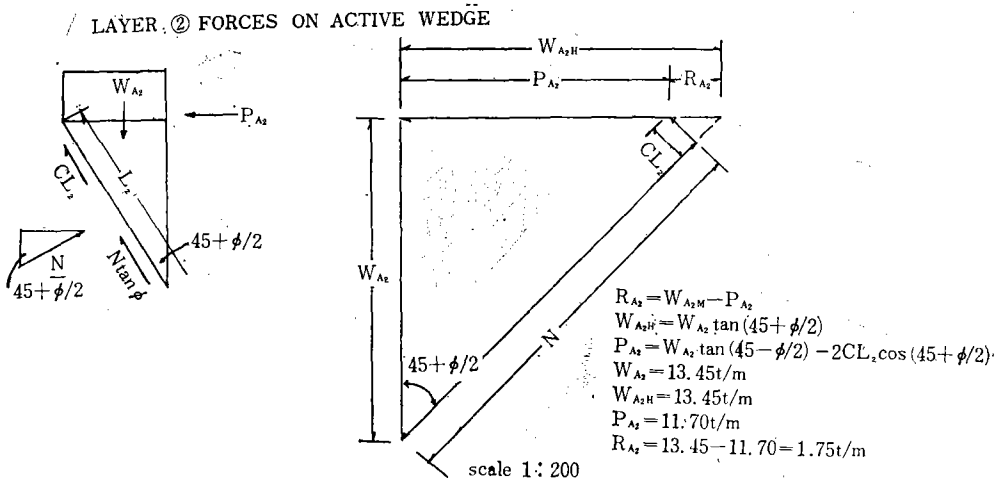
施工하는 途中에 盛土高 2.0~2.5m에서 部分的인 破壞가 일어났다.

滑動破壞가 일어난 測點 No.27~No.31 區間은 當初의 抵抗力圖인 그림. 4에서 보는바와 같이 매우 軟

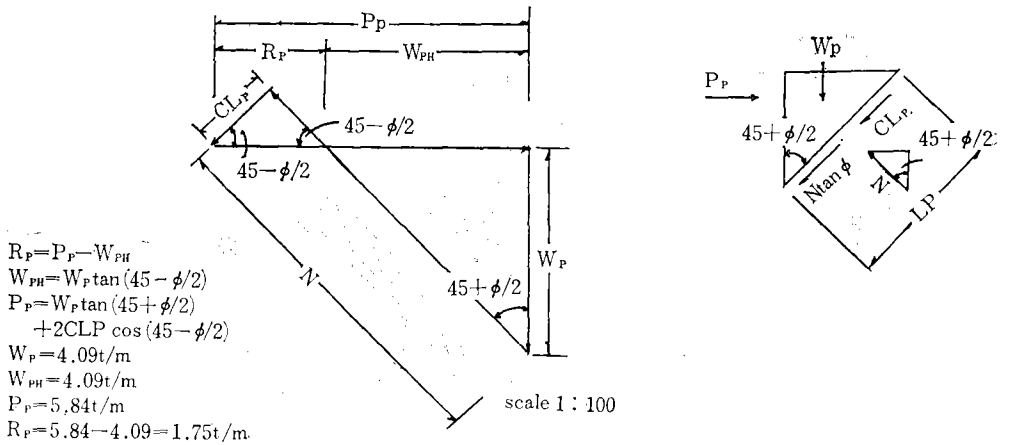


LAYER ① FORCES ON ACTIVE WEDGE





LAYER ② FORCES ON PASSIVE WEDGE



SUMMATION OF FORCES ON CENTRAL WEDGE

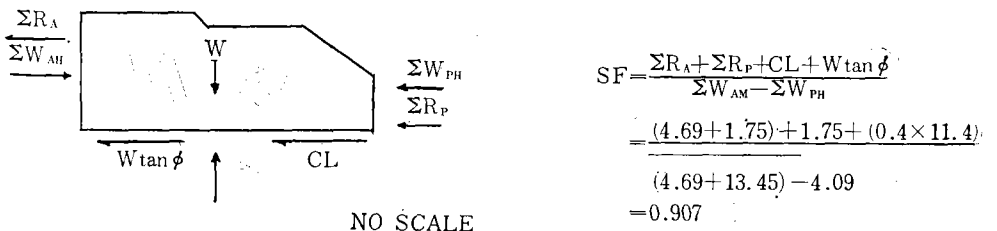


그림. 12. 흙 쪼기 이론에 의한 安定 計算

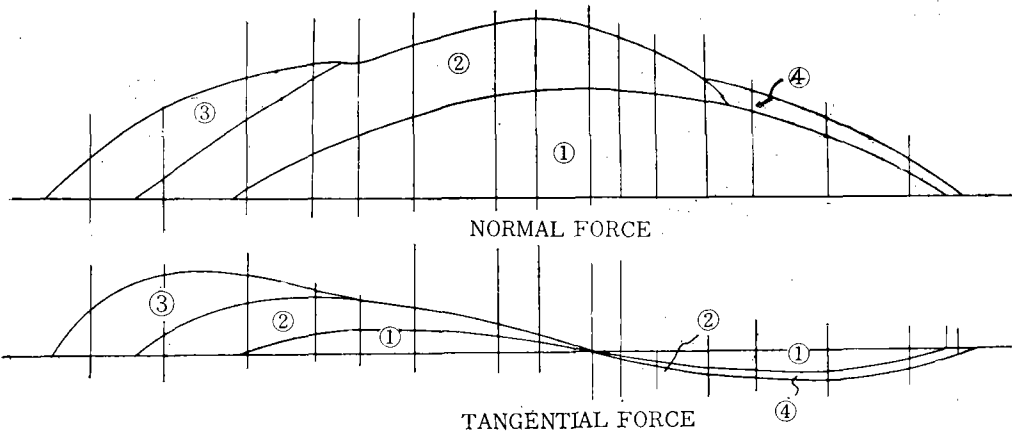
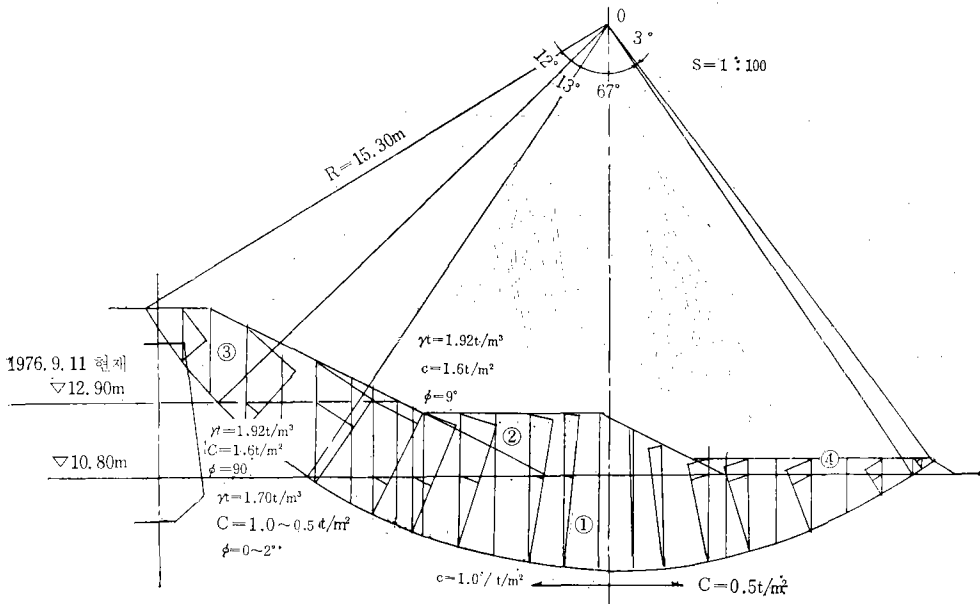


그림 13. 제당 안정도 검토

Force Computations

區分	NA (m ²)	γ _t (t/m ³)	NA × γ _t (t/m)	N = NA × γ _t × tan φ (t/m)	TA (m ²)	T = TA × γ _t (t/m)	C (t/m ²)	L (m)	C × L (t/m)	비	고
①	27.97	1.70	47.55	0	3.33	5.66	1.0	8.95	8.95	○ 1976. 9.11현 상태의 安定率(보완단면) S.F = $\frac{(\sum N' - \sum U') + C' \cdot L'}{\sum T'}$ = $\frac{(5.68 - 0.5 \times 5.68) + 22.17}{10.15} = 2.46$	
②	18.69	1.92	35.88	5.68	6.42	12.33	1.6	3.47	5.55		
③	8.43	1.92	16.18	2.56	6.53	12.54	1.6	3.20	5.12	○ 보완단면에 의한 시공직후의 安全率 S.F = $\frac{(\sum N - \sum U) + C \cdot L}{\sum T}$ = $\frac{(8.24 - 0.5 \times 8.24) + 24.90}{22.69} = 1.28$	
④	2.37	1.70	4.03	0	1.00	-1.70	1.0	0.80	0.80		
Σ				8.24		22.69			24.90		

註) 間隙水壓(U)은 arc sliding 面위의 土柱重量의 鉛直成分에 대해 50%로 假定함.

弱한 基礎地盤層에 間隙水壓을 急速히 유발할 約 30cm의 얇은 粗粒土層이 地表面下 2.0~2.5m 사이에 存在하여 이層을 따라 滑動한 것으로 假定하여 一次의인 安定解析을 하였다.

土層의 強度定數 推定에 있어 基礎地盤의 滑動面에 대한 粘着力은 平均値로 $0.4t/m^2$, 剪斷抵抗角 ϕ 는 過剩間隙水壓이 發生될 수 있는 土層에서는 零으로 하였다. 다음 그림. 12는 흙짜기 土壓理論에 따라 斜面的 安定을 檢討한 結果 安全率이 0.907에 不過하므로 비록 圓弧에 따라 計算된 安全率에 斷面도 基礎地盤에 過剩間隙水壓을 유발할 可能性이 있는 土層이 挾在해 있을 경우에는 이 面을 따라 滑動할 可能性이 크다. 더욱이 重車輛에 依한 盛土作業時에는 上載荷重 增加되는 結果가 되므로 위험이 加重된다.

2次的인 假定으로 VANE試驗結果 粘着力이 $0.11t/m^2$ 인 地盤下 1.0m 層을 따라 滑動한 것으로 볼때 安全率은 前者보다 낮아지므로 滑動可能性은 이 2

가지가 모두 存在한다.

過剩間隙水壓의 發生에 依한 面을 따라 滑動된 堤體는 時間이 經過함에 따라 過剩間隙水壓이 消散되고 地盤強度의 增加도 다소 期待할 수 있다.

그림. 7에서는 VANE TEST에 依한 地盤強度를 測定한 것으로 堤體滑動後 基礎地盤에 대한 強度는 $1.0t/m^2$ 以上으로 나타났다. 堤體滑動後 基礎地盤強度의 變化및 隆起現象等에 依해 再形成된 堤塘斷面에 따라 安定을 檢討한 結果는 그림-13에서 보는바와 같이 安全率이 1.28로 計劃斷面까지 盛土作業이 可能하다.

2. 沈下量

貯水池 堤體築造 過程에서 滑動破壞가 漸進的으로 發生되고 特히 No.27~No.31 區間에서는 堤體가 縱斷方向으로 崩壞되는 全般的인 滑動破壞가 있었다.

堤體盛土作業 完工 段階에서 測定된 沈下量은 表-8과 같다.

표-8. 하중과 침하량 (실측치)

측 점	외 측			내 측			중 심		비 고
	⊔부터거리	침 하	하 중	⊔부터거리	침 하	하 중	침 하	하 중	
	m	m	t/m ²	m	m	t/m ²	m	t/m ²	
No.5	8.5	1.15	1.998	8.0	1.10	2.180	1.20	5.81	○는 용기로 인함 No.55~No.105의 측은 경지반임.
No.10	9.2	0.7	2.910	9.3	1.50	3.087	1.20	6.72	
No.20	8.9	0.4	4.900	9.0	0.20	4.900	1.40	7.99	
No.23	9.8	0.65	4.177	9.4	0.10	4.360	1.40	7.99	
No.25	9.5	0.50	3.810	9.3	0.40	4.177	1.80	7.63	
No.30	9.4	0.50	3.630	9.0	0.35	3.810	1.60	7.45	
No.35	9.5	0.90	3.450	9.0	0.20	3.630	1.30	7.26	
No.40	9.2	0.70	3.450	8.8	0.60	3.630	2.00	7.26	
No.45	9.5	0.65	3.090	9.3	0.30	3.270	2.10	6.90	
No.50	9.5	0.50	2.910	9.0	0.10	3.090	2.30	6.72	
No.54+4	9.2	0.60	2.910	8.8	⊖0.5	2.180	2.60	6.72	
No.55	—	—	—	9.3	⊖0.60	2.360	2.50	6.90	
No.60	—	—	—	9.4	⊖0.20	3.090	1.50	6.90	
No.80	—	—	—	8.5	⊖0.30	2.360	1.90	6.54	
No.90	—	—	—	9.0	0.50	2.910	1.30	6.54	
No.105	—	—	—	9.5	0.50	2.910	1.40	6.72	

측제전토량 105,789m³ 침하량 27,018m³ 침하율 25.54%

理論的인 沈下量의 計算은 다음 公式을 利用하였 다.

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

S : 총沈下量

S₁ : 즉시沈下量

S₂ : 1次壓密沈下量

S₃ : 2次壓密沈下量

軟弱地盤의 두께를 5.0m(표-1참조)로 보고 盛土荷重에 依한 應力增加 $\Delta\sigma_z$ 는 Osterberg의 圖表를 利用하여 구하였다.

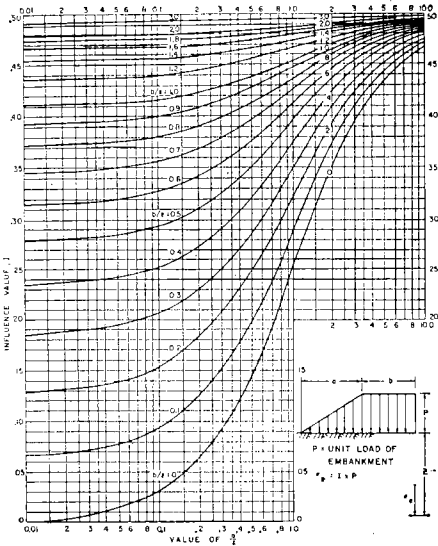


그림. 14. Osterberg chart

그림. 14의 Osterberg 圖表를 利用하여 地中應力을 求할때의 영향계수 I는 그림. 15와 같다.

調査된 全體의 沈下量中에서 壓密沈下量과 即時沈下量을 公제한 나머지를 滑動破壞에 依한 沈下量으로 看做하였다. 壓密沈下量은 工事期間인 1년 6個月 동안의 沈下量만 計算하였으며 盛土荷重은 工事期間을 통하여 漸增된 것으로 이를 고려 하였다.

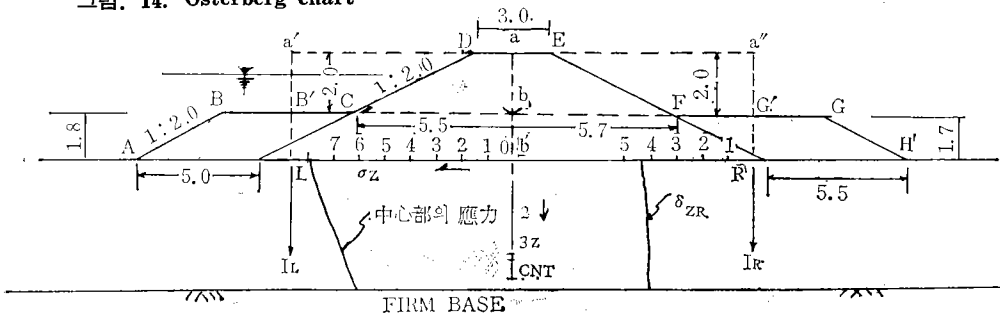
側點 32에 對하여 計算하여 보면

$$\text{上載荷重 } q_1 = 2.025 \times 1.8 = 3.645 \text{ t/m}^2$$

$$q_2 = 2.025 \times 2.0 = 4.05 \text{ t/m}^2$$

地 中 應 力 (t/m²)

位置	1	2	3	4	5	비고
中央部 σ_{CNT}	7.612	7.370	6.944	6.579	6.226	
押盛土部 σ_R	4.251	4.216	4.190	4.136	4.087	



$$4\sigma_z = Iq$$

$$I_{CNT} = I(bBAB') + I(bGHb') + I(aDCb) + I(aEFb)$$

$$I_R = I(G'BAR) + I(G'GHR) + I(a'DCG')$$

$$-I(a'EFG')$$

$$I_L = I(b'GHL) + I(B'BAL) + I(a'EFB')$$

$$-I(a'DCB')$$

그림. 15. 地中應力의 영향계수

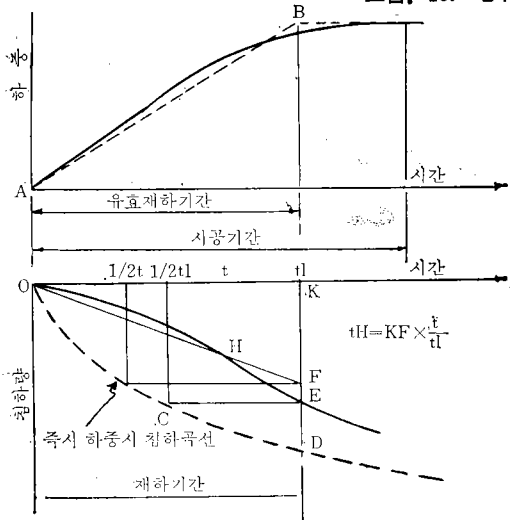


그림. 16. 집중하중으로 인한 침하량의 수정

密壓沈下量

中央部에서

$$S_{c1} = \frac{C_c}{1+e_0} H_0 \log \frac{P_0 + 4P}{P_0}$$

$$= \frac{0.438}{1+1.386} \times 500 \times \log \frac{3.45+6.94}{3.45} = 44\text{cm}$$

押盛土部에서

$$S_{c2} = \frac{0.438}{1+1.386} \times 500 \times \log \frac{3.45+4.19}{3.45} = 31\text{cm}$$

$S_{c3} = 31\text{cm}$ (右側과 거의 같음)

표-2 및 그림·5에서 試料 32-2의 試驗値를 使用하였음.

工事期間 $t = 1$ 년 6개월 = $365 \times 24 \times 60 \times 60 \times 1.5$

(sec)에 대한 시간계수 $T = \frac{C_v t}{H^2}$, 여기서 $C_v = 5.0 \times$

$10^{-4} \text{cm}^2/\text{sec}$ 를 代入하면 $T = 0.094$ 이다.

平均壓密度-時間關係曲線에서 (3)에 해당한다.

軟弱地盤上の貯水池堤體 施工事例

堤體中心直下の 應力

깊이 m	구 분	$bBAB'$	$bGhb'$	$aDCb$	$aEFb$	ΣIq	비 고
1	$\frac{a}{z}, \frac{b}{z}$	$\frac{3.6}{1} = 3.6$ $\frac{10.5}{1}$	$\frac{3.4}{1} \quad \frac{11.2}{1}$	$\frac{4}{1} \quad \frac{1.5}{1}$	$\frac{4.2}{1} \quad \frac{1.5}{1}$	t/m^2	$q_1 = 2.025 \times 1.8$ $= 3.645 t/m^2$
	I Iq	0.5 1.822	0.5 1.822	0.49 1.984	0.49 1.984	7.612	
2	$\frac{a}{z}, \frac{b}{z}$	$\frac{3.6}{2} = 1.8,$ $\frac{10.5}{2} = 5.25$	$\frac{3.4}{2} = 1.7,$ $\frac{11.2}{2} = 5.6$	$\frac{4}{2} = 2,$ $\frac{1.5}{2} = 0.75$	$\frac{4.2}{2} = 2.1,$ $\frac{1.5}{2} = 0.75$		$q_2 = 2.025 \times 2.0$ $= 4.05 t/m^2$ 단, 압성토 높이는
	I Iq	0.5 1.822	0.5 1.822	0.46 1.863	0.46 1.863	7.370	
3	$\frac{a}{z}, \frac{b}{z}$	$\frac{3.6}{3} = 1.2,$ $\frac{10.5}{3} = 3.5$	$\frac{3.4}{3} = 1.1,$ $\frac{11.2}{3} = 3.7$	$\frac{4}{3} = 1.33,$ $\frac{1.5}{3} = 0.5$	$\frac{4.2}{3} = 1.4,$ $\frac{1.5}{3} = 0.5$		10cm차임으로 1.8m 로 계산함.
	I Iq	0.496 1.808	0.496 1.808	0.41 1.660	0.412 1.668	6.944	
4	$\frac{a}{z}, \frac{b}{z}$	$\frac{3.6}{4} = 0.9,$ $\frac{10.5}{4} = 2.6$	$\frac{3.4}{4} = 0.85,$ $\frac{11.2}{4} = 2.8$	$\frac{4}{4} = 1,$ $\frac{1.5}{4} = 0.37$	$\frac{4.2}{4} = 1.05,$ $\frac{1.5}{4} = 0.375$		
	I Iq	0.49 1.786	0.493 1.797	0.37 1.498	0.37 1.498	6.579	
5	$\frac{a}{z}, \frac{b}{z}$	$\frac{3.6}{5} = 0.7,$ $\frac{10.5}{5} = 2.1$	$\frac{3.4}{5} = 0.68,$ $\frac{11.2}{5} = 2.24$	$\frac{4}{5} = 0.8,$ $\frac{1.5}{5} = 0.3$	$\frac{4.2}{5} = 0.84,$ $\frac{1.5}{5} = 0.3$		
	I Iq	0.485 1.767	0.485 1.767	0.33 1.336	0.335 1.356	6.226	

<그림·14에서 영향치 산정>

堤體右側의 地中應力

깊이 m	구 분	$G'BAR$	$G'GHR$	$a'DCG'$	$\ominus a''EFG'$	ΣIq	비 고
1	$\frac{a}{z}, \frac{b}{z}$	$\frac{3.6}{1} \quad \frac{18.95}{1}$	$\frac{3.4}{1} \quad \frac{2.75}{1}$	$\frac{4}{1} \quad \frac{11.45}{1}$	$\frac{4.2}{1} \quad \frac{2.75}{1}$		
	I Iq	0.5 2.125	0.496 2.108	0.5 1.822	0.496 1.804	4.251	
2	$\frac{a}{z}, \frac{b}{z}$	$\frac{3.6}{2} = 1.8,$ $\frac{18.95}{2} = 9.5$	$\frac{3.4}{2} = 1.7,$ $\frac{2.75}{2} = 1.37$	$\frac{4}{2} = 2,$ $\frac{11.45}{2} = 5.7$	$\frac{4.2}{2} = 2.1,$ $\frac{2.75}{2} = 1.37$		
	I Iq	0.5 2.125	0.475 2.018	0.5 1.822	0.48 1.749	4.216	

3	$\frac{a}{z}, \frac{b}{z}$	$\frac{3.6}{3}=1.2,$ $\frac{18.95}{3}=6.3$	$\frac{3.4}{3}=1.13,$ $\frac{2.75}{3}=0.9$	$\frac{4}{3}=1.33,$ $\frac{11.45}{3}=3.8$	$\frac{4.2}{3}=1.4,$ $\frac{2.75}{3}=0.9$	4.190
	I Iq	0.5 2.125	0.45 1.912	0.5 1.822	0.458 1.669	
4	$\frac{a}{z}, \frac{b}{z}$	$\frac{3.6}{4}=0.9,$ $\frac{18.95}{4}=4.7$	$\frac{3.4}{4}=0.8,$ $\frac{2.75}{4}=0.7$	$\frac{4}{4}=1,$ $\frac{11.45}{4}=2.8$	$\frac{4.2}{4}=1,$ $\frac{2.75}{4}=0.7$	4.136
	Iq	0.5 2.125	0.42 1.785	0.492 1.793	0.43 1.567	
5	$\frac{a}{z}, \frac{b}{z}$	$\frac{3.6}{5}=0.7,$ $\frac{18.95}{5}=3.8$	$\frac{3.4}{5}=0.7,$ $\frac{2.75}{5}=0.55$	$\frac{4}{5}=0.8,$ $\frac{11.45}{5}=2.3$	$\frac{4.2}{5}=0.8,$ $\frac{2.75}{5}=0.6$	4.087
	I Iq	0.5 2.125	0.38 1.615	0.49 1.786	0.395 1.439	

壓密度 $U=0.52$

$$S_{c1}'=0.52 \times 44=23\text{cm}$$

$$S_{c2}'=0.52 \times 31=16.1\text{cm}$$

$$S_{c3}'=0.52 \times 31=16.6\text{cm}$$

漸增荷重에 대한 修正

$t/2$ 에 대한 $T=0.0473$ 이고 壓密度 $U=0.40$ 이다.

따라서 壓密沈下量

$$S_{c1}''=0.40 \times 44=17.6\text{cm}$$

$$S_{c2}''=0.40 \times 31=12.4\text{cm}$$

$$S_{c3}''=0.40 \times 31=12.4\text{cm}$$

即時沈下量

$$S_i=q_s \frac{B(1-\mu^2)}{E} I_p=1.4\text{cm}$$

$$\mu=0.45$$

$$E=(250 \sim 500)S_u \approx 100 \text{ t/m}^2$$

$$I_p=4.01$$

沈下量은 滑動破壞가 있었던 區間中 測點 No.32에 대하여 代表的으로 計算하였으며 그 結果 壓密沈下量 및 即時沈下量은 盛土量에 대한 比率이 3.27/67.84=4.8%이고 地盤破壞로 沈下된 量은 盛土量에 대한 比率이 16.77/67.84=24.7%였다. 따라서 全沈下量은 盛土量에 대한 比率이 29.5%이다. (그림. 8 沈下圖 參照)

V. 結 論

本 新月地區 貯水池 堤塘 築造過程에서 施行된 여러가지의 土質調查結果와 斜面安定檢討에서 얻어진 結論은 다음과 같다.

1) 本 地區의 地盤은 不均質性土層으로 매우 軟弱하고 間隙水壓이 集中되는 불연속성의 조립층이 部分的으로 存在하여 斜面의 安定解析에는 複合的인 要素를 고려하여야 한다.

2) 堤體의 實際破壞形狀은 쇄기理論에 依한 水平面 滑動으로 始作되어 비탈끝부의 末端에는 圓弧에 近接하는 複合型으로 推定되었다.

3) 軟弱地盤上的 盛土作業은 輕量運搬手段에 依한 완속시공이 바람직 하나 급속시공이 불가피 한 경우에는 間隙水壓 消散에 대한 對策을 마련 해야 한다.

4) 만약 間隙水壓의 發生으로 堤體가 崩壞되면 間隙水壓 脫出경로가 생기고 地盤土層이 再構成되므로 排水로 因한 剪斷強度의 增加가 期待되고, 崩壞로 因한 隆起部는 次期盛土荷重에 대한 押盛土역 할을 한다.

5) 工事期間中 沈下率의 理論的인 計算値는 盛土量에 대해 4.8%에 不過하나 實際調查된 測點 No.32에서는 沈下率이 29.5%이므로 이중 24.7%는 施工中에 發生된 滑動破壞에 依한 沈下量으로 看做되며 全體의으로는 約 25%의 沈下物量으로 調查되었다.

參 考 文 獻

1. 金翔圭, "土質力學講座(Ⅱ), 흙의 力學的 性質의 現場測定," 大韓土木學會誌, 第26卷 第3號, pp.47-52, 1978.
2. 農林部, "土地改良事業設計基準", (필답판) pp. 130-148, 1968.
3. 農業振興公社 農工試驗所, "軟弱地盤處理工法", pp.12-13, 1976.
4. 農業振興公社 研修院, "農工試驗職教材(3.4.5級)" pp.236-240, 1977.
5. 鄭寅峻·金翔圭, "土質力學", 東明社, 서울, pp.88-106, 1978.
6. 秦柄益, "土質力學", 治庭文化社, 서울, pp.217-219, 1973.
7. J. Bowels, "Foundation Analysis and Design," McGraw-Hill Co., New York, 2nd. ed, pp.33-38, pp.157-165, 1978.
8. L. Bjerrum, "Embankments on Soft Ground", Vol. II proceedings of the specialty conference, Asce, New York, pp.1-17, 1972.
9. Navfac DM-7, "Design Manual", Department of The Navy, p.7-7-9, 1974.
10. R.F. Craig, "Soil Mechanics", Van Nostrand Reinhold Co., London pp.193-195, 1974.
11. T.W. Lambe & R.V. Whitman, "Soil Mechanics, SI Version, "John Wiley & Sons, New York, pp.414-415, 1979.
12. W.C. Teng, "Foundation Design," Prentice-Hall, New Jersey, 42p 1962.

마그네틱 다이ना마이트

金 周 範

(正友 엔지니어링)

일본 도호구 금속공업에서 개발한 것으로 불발폭약을 쉽게 안전하게 정확하게 찾을 수 있는 마그네틱 다이나마이트가 개발되었다. 이것은 마그네 마이트라 명명되었고 터널공사나 광산 기타 암석 발파 후에 불발폭약으로 인한 인명피해를 없애기 위해서 연구된 것이다. 마그네 마이트는 1976년에 Mite-Tracer와 Mite-Hunter를 다이세이와 도호구 두 금속회사에서 공동개발 하였다. Mite-Tracer를 우선 넣고 (스틱모양임) 그위에 보통 다이나마이트를 넣은 후 봉한다. Mite-Hunter는 특별한 마그네틱 테텍타로 발파후 자장이 있는 곳에서 더듬어서 불발 폭약을 찾는 것이다.

장차는 Mite-Tracer를 삼입하는 대신 직접 다이나마이트에 섞어 자체로서 역할을 할 수 있도록 연구중이다. 보통 다이나마이트는 폭발온도가 2,240~3,100°C인데 자석을 섞은 것은 400°C에서 자성을 완전히 잃어버린다. 이 마그네 마이트는 멀지 않아 상품으로서 보급될 것이다. (1980.9 AGE 뉴스에서)