

軟弱地盤 土木工事に 關한 日本의 規準과 適用事例

藤井 三千勇(FUJII MICHIO)*

趙 玄來 (JOH HYUNLAE)**

I. 서 언

토목공사에 있어서 예나 지금이나 연약지반은 성가신 존재이다. 토질공학의 진보에 의해 기술적으로는 대부분 해결되고 있지만 실제의 연약지반을 대상으로 하는 공사에서는 여러가지 문제가 많은 편이다. 문제의 원인을 생각해보면

- 1) 연약지반이 존재하는 것을 예측하지 못한 것에 기인하는 경우.
- 2) 공사중에 연약지반을 만나 적절한 공법변경이 이루어지지 않은 경우
- 3) 연약지반을 예측하면서도 설계에 오류가 있는 경우.
- 4) 시공방법에 오류가 있는 경우

등을 들 수 있다.

일본의 경우 연약지반이 확실히 예측되는 중요 구조물의 경우에는 설계 시공도 신중히 하게 되어 문제점의 발생이 적은 편이지만 일반적인 중소규모의 토목공사의 경우에는 충분한 조사가 되지 않은 경우가 많고 담당 기술자의 경험적 판단과 표준설계에 의해 설계시공이 진행되는 경우가 많다.

본고에서는 우선 연약지반이 어떻게하여, 어떤 곳에서 생성되는 지에 관하여 지금까지 조사된 사례를 통해서 정리하고 연약지반상에 구조물을 설치하거나 성토 등의 토목공사를 실시한 경우의 사례를 들어 문제점을 설명하며 가능한 특수한 경우가 아닌 일반적인 사항에 관한 일본의 여러가지 설계 및 시공기준과 적용사례를 소개하고자 한다.

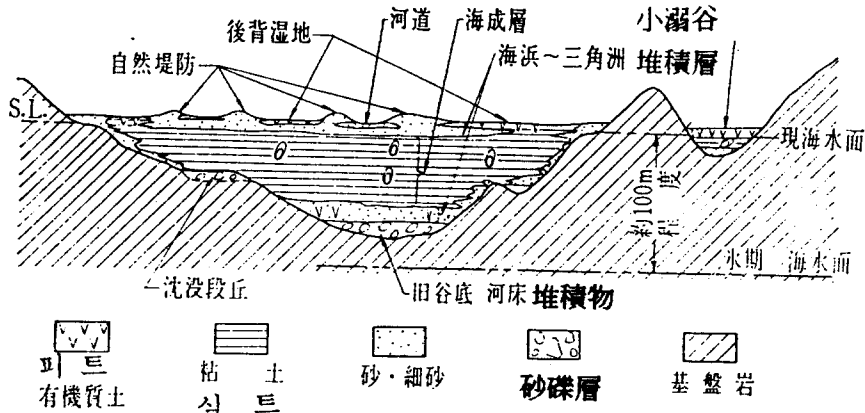
II. 일본의 연약지반의 생성과 분포

2.1 연약지반의 생성

연약지반은 일반적으로 유속이 0에 가까운 곳에서 퇴적된 지역으로 지질적으로는 현재로부터 10,000년전까지 시대의 충적층에 속하는 것이다. 일반적으로 충적평야라고 불리는 지역(瀨谷)의 단면은 (그림 1)과 같다.

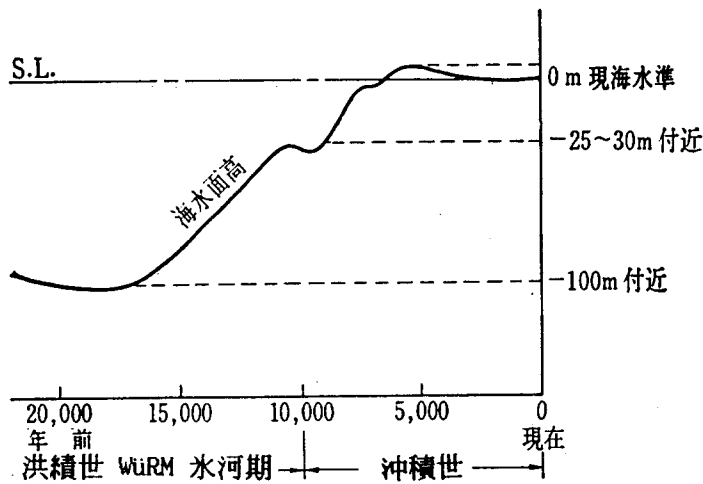
* 日本 藤井基礎設計事務所 代表, 日本 技術士(土質 및 基礎)

** 建國大 大學院 博士課程, (株)大同, 藤井研究所 交換研究員



(그림 1) 익곡을 메우면서 퇴적하는 충적층의 모식적 단면

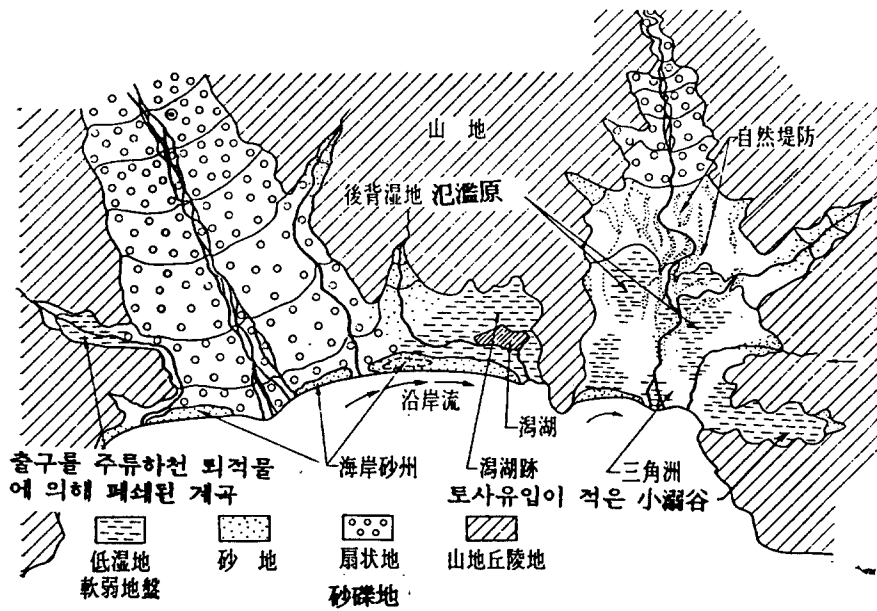
홍적세기말부터 충적세 초기에 걸쳐 지구는 급속히 온난화되어 빙하가 융해하여 해수면이 급격히 상승하였다(그림 2).



(그림 2) 홍적세 말 ~ 충적세에서의 해수면 변동개념도.

15,000년전까지 -100m부근에 해수면이 있던 때의 지형이 (그림 1)의 익곡을 형성하고 있는 기반이다. 그후의 해수면 상승과 함께 이 익곡은 바다로 되어 세립입자가 침전퇴적하여 현재의 점토지반을 형성하게 된 것이다. 충적층이 전부 언약지반인 것은 아니고 퇴적시의 유속에 의해 모래자갈, 모래, 실트, 점토 층으로 되었다고 추측되며 퇴적시의 유속은 지형적 원인에 기인한다.

(그림 3)은 지형과 퇴적물과의 관계를 나타낸 것이다.

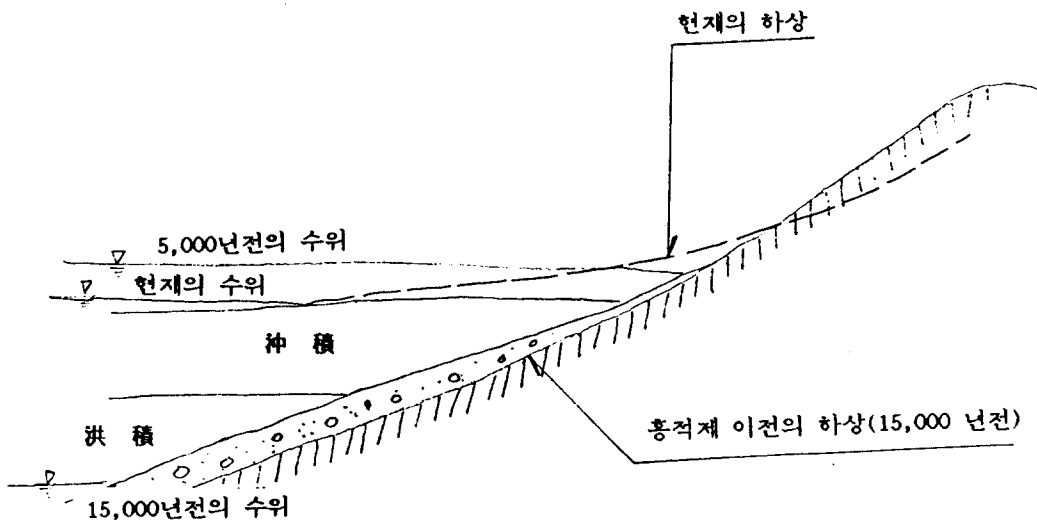


(그림 3) 연약지반이 되기쉬운 지형적 위치

5,000년전쯤에 해수면이 저하함에 따라 층적층이 육지화되고 해안의 연안류에 의해 육지화된 만구(灣口)를 사주(砂洲)가 폐쇄하기도 하고 육지화 된 부분의 하천의 모래가 퇴적되기도 하여 퇴적환경이 급속히 변화하였다.

또, 10,000년전에 해수위가 한번 저하하였지만 저하되기 이전에 퇴적된 점토층은 응력을 받아 단단하게 변화하였다. 이것을 홍적점토라고 부르며 10,000년이후의 점토와 구별하고 있다.

15,000년전의 익곡의 종단과 현재의 하천종단을 모식적으로 비교한다면 (그림 4)와 같이 된다.



(그림 4) 하천종단모식도

이상의 예를 보여주는 일본 연약지반의 대표적인 보링 주상도를 (그림 5)에 나타내었다.

土質柱状図

試錐 No. : 2		測点 No. :		標高 : -1.03 m																		
調査名 : 矢道湖大橋址調査		試錐口径 : 86 mm		現場担当 :																		
調査位置 : 島根県松江市		試錐機種 : 洋 HF-50		整理担当 :																		
現地状況 : 矢道湖上		調査期間 : 自昭和44年5月9日																				
調査深度 : 21.45 m		至昭和44年5月9日																				
深 度 (m)	層 厚 (m)	試料採取法	土質記号	地質名	土質名	色調	相対密(%) 地下水位	記 事	標準貫入試験結果					機械掘進結果								
									試験深度 (m)	実測N値 (%)	補正N値 (%)	試験採取長 (%)	補正N値-貫図 ●: 推定N値					給 圧 (kg/cm ²)	掘 進 時 間 (分)	給 水 量 (ml)	排 水 量 (ml)	試料採取長 (cm)
1	0.38																					
0	-1.03																					
1		○	1	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色		砂質土の中粒 砂質土層の粗粒 砂質土層である。	2.0													
2	2.0 - 3.03	○	2	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色		高粘性粘土 極の硬さ 砂質土層の粗粒 砂質土層である。 全体が均一な層は 一様性。 若干の石灰質混入	2.6	4.8	1											150
3		○	3	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			7.3													
4		○	4	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			9.1	3.0	1											
5		○	5	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			11.0													
6		○	6	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			11.6	4.0	1											
7		○	7	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			13.0													
8		○	8	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			13.6	3.2	5											
9		○	9	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			14.2													
10		○	10	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			14.8	3.0	8											
11	13.00 - 14.03	○	11	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			16.8													
12		○	12	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			17.1	3.0	20											
13		○	13	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			17.8	3.0	25											
14		○	14	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			18.4													
15	15.4 - 16.63	○	15	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			18.0	2.3	23											
16		○	16	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			19.5													
17		○	17	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			20.1	4.0	40											
18		○	18	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			20.3													
19	19.0 - 20.03	○	19	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色			21.1	3.0	40											
20		○	20	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色																
21	21.45	○	21	中層層上砂粘土層	砂質土	黄褐色																

(註) 試料採取法の記号
 ● 攪乱した試料 ○ 標準貫入試験レイモンドサンプラーによる試料 ■ 不攪乱試料
 地質名及土質名は現場判定による場合があり、土質試験、岩石鑑定の結果によって変更する場合があります。
 ●……………現場判定による結果
 ○……………最終判定による結果

(그림 5) 일본 충적평야(島根縣 松江市)의 대표적 주상도

2.2 연약지반의 분포와 특징

1. 일반적인 충적평야

충적평야라고 불리는 평야는 대개 균질한 해성점토가 퇴적되어 있다(그림 5).

2. 만구(灣口)를 해안사주(海岸砂洲)에 의해 폐쇄된 유입토사량이 적은 익곡충적평야는 가장 연약한 지반이다. 특히 해안사주는 5,000년이후의 해수면 저하에 의해 연안류가 발생하고 이것에 의해 굽(串)에서 굽(串)을 연결하는 형태로 사주가 발생한 것으로 만구가 막혀짐에 따라 내측은 호소(湖沼)화 되어 수생식물로 덮이고 이것이 연약한 피트지반이 된 것이다.

3. 본천의 퇴적물이 하구를 막은 지류

해수면의 상승과 함께 하천은 하구로부터 퇴적이 진행되어 모래자갈 또는 모래가 퇴적한다. 하구부에 비교적 가까운 지류에서 퇴적속도가 본천보다 늦은 경우는 지류의 하구를 막고있는 퇴적물에 의해 연약지반이 생긴다.

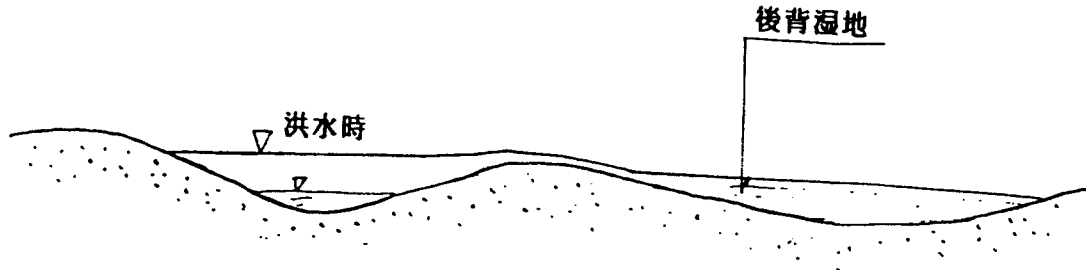


(그림 6) 加茂町 부근의 연약지반 지반도

4. 자연제방 배후의 후배습지(後背濕地)

5,000년전 이후의 해수면 저하에 의해 충적평야는 하천의 퇴적환경으로 되어 하천은 자연제방내를 흐르게 되었다. 홍수시에는 이 자연제방을 월류하여 범람하게 되면

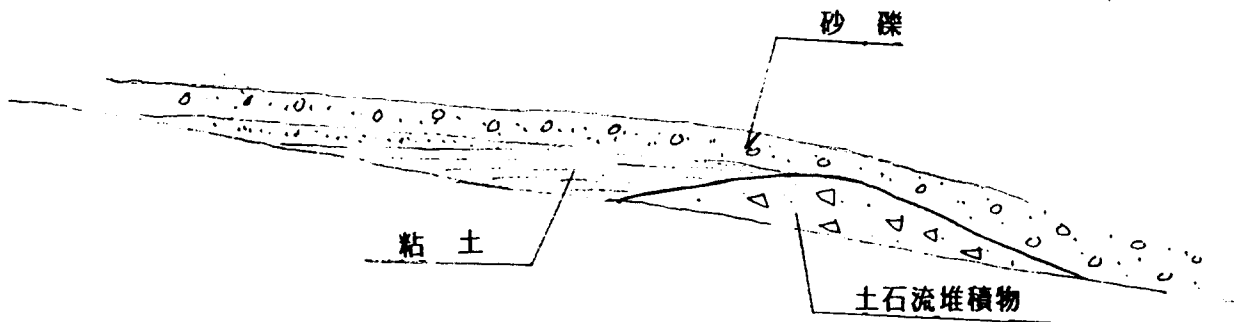
배후지에 습지대를 형성한다. 그래서 이 자연제방은 퇴적토사의 증가에 의해 보다 낮은 위치로 하도를 바꾸는 것에 의해 새로운 자연제방을 형성한다. 따라서 후배습지는 피트, 모래, 점토가 복잡하게 혼합된 지반이 되는 경우가 많다. 일반적으로는 평야부에서 산지와는 경계의 계곡지형에 많이 존재한다.



(그림 7) 자연제방 단면모식도

5. 토석류(土石流)** 등으로 하도가 폐쇄되어 형성된 호수

대규모의 토석류의 유출토사에 의해 하도(河道)가 매몰되어 자연담을 형성, 이 담에 의해 상류측에는 호수가되어 여기에 점토등이 퇴적되는 경우에는 상류부에도 N치 3정도의 연약지반이 퇴적하고 있는 곳도 있다.

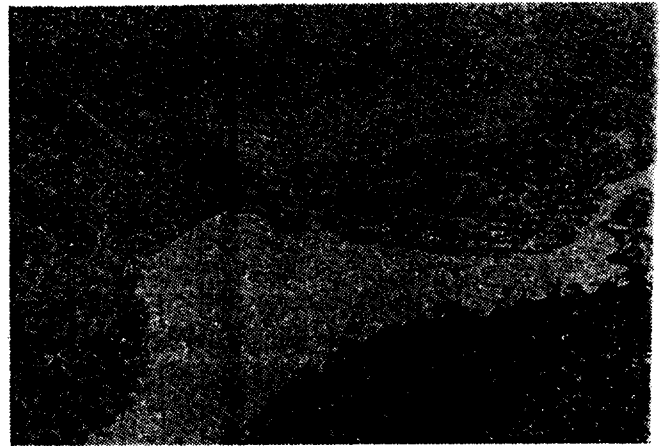
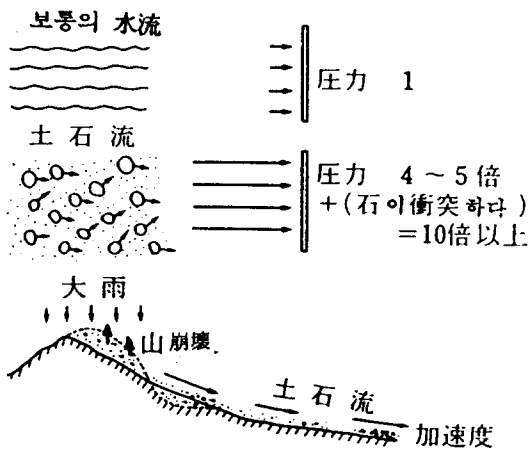


(그림 8) 토석류에 의해 폐쇄된 하천의 모식단면도

1984년 9월 나가노현 서부의 지진에 의해 대규모의 산사태가 발생하였고 토석이 10km 유하하여 본천 옥룡천을 길이 3.5km 폭 200m 깊이 30m 에 걸쳐 폐쇄하였다. 이때문에

**註) 토석류(土石流) : 집중호우 등에 의해 산사태가 발생하여 토석이 물과 함께 하류로 급격히 흘러내리는 현상, 특징으로는 파괴력이 크서 보통 수류의 압력을 1로 본다면 토석류의 압력은 4~5 정도가 된다.(일본 토목용어사전, 1987, 실교출판(주))

그 상류에 길이 약 2.5km 폭 100m 깊이 30m의 담수지가 생겼고 여기에 상류로부터의 퇴적물이 퇴적되어 언약지반을 형성한다(사진 1은 이 담수지의 사진이다).



<사진 1> 토석류에 의해 생성된 담수지와 토석류 발생 모식도

6. 계곡에 두껍게 퇴적되어 있는 화산회질토

일본의 경우 화산분화에 수반한 화산회질토가 산간부에 넓게 퇴적되어 있다.

침식작용이 진행하고 있는 곳에는 거의 유실되어 있지만 침식이 적은 완만한 분지성의 완곡부(緩谷部)에는 두껍게 퇴적하여 이것이 지하수 이하의 경우에는 토목공사로서는 위험한 언약지반이 된다. 즉, 산을 깎아 계곡을 매우는 단지조성공사의 경우에는 계곡 밑에 두껍게 퇴적된 화산회질토가 문제가 된다.



<사진 2> 계곡에 두껍게 쌓인 화산회질토

7. 인공적으로 조성된 저수지, 침전지

도시부에서는 시가화가 진행되어 농업용수용의 저수지가 그 필요성이 없어져서 매립하는 경우가 많다. 저수지의 저면에는 연약한 점토층이 퇴적되어 있다. 또 광산에서 채탄후 불필요한 버력을 쌓아두는곳의 부근에는 이전부터 침전지가 만들어져 있고 이것이 후에 매립되면 얼핏보아서 식별하기 어려운 경우가 있다. 구조물을 설치한 경우 이상 침하가 발생하여 조사한 결과 이전 침전지의 점토층이 존재하고 있는 경우도 있었다.

Ⅷ. 연약지반과 토목공사

연약층에 토목구조물을 축조하는 경우 기본적으로 다음의 문제가 있다.

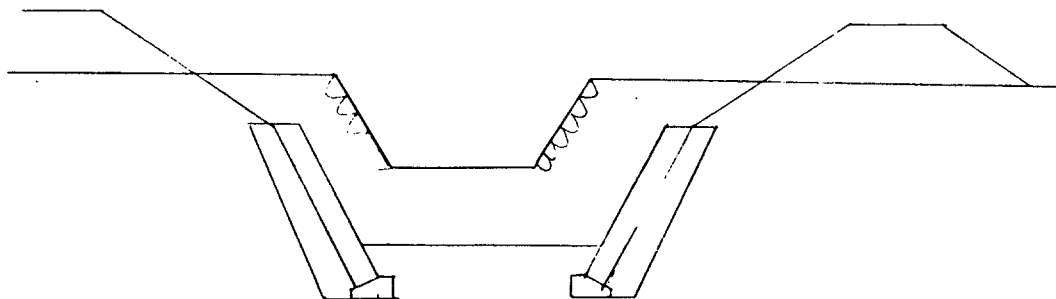
1. 침하 (압밀침하)
2. 활동 (사면의 안정)
3. 지지력
4. 변형 (측방유동)

여기에서는 연약지반상의 구조물 축조, 성토등의 토목공사를 실시한 경우의 실패를 들어 문제점을 설명하고자 하며 가능한한 특수한 경우가 아닌 일반적인 경우에 대하여 기술하고자 한다.

3-1 구조물의 기초

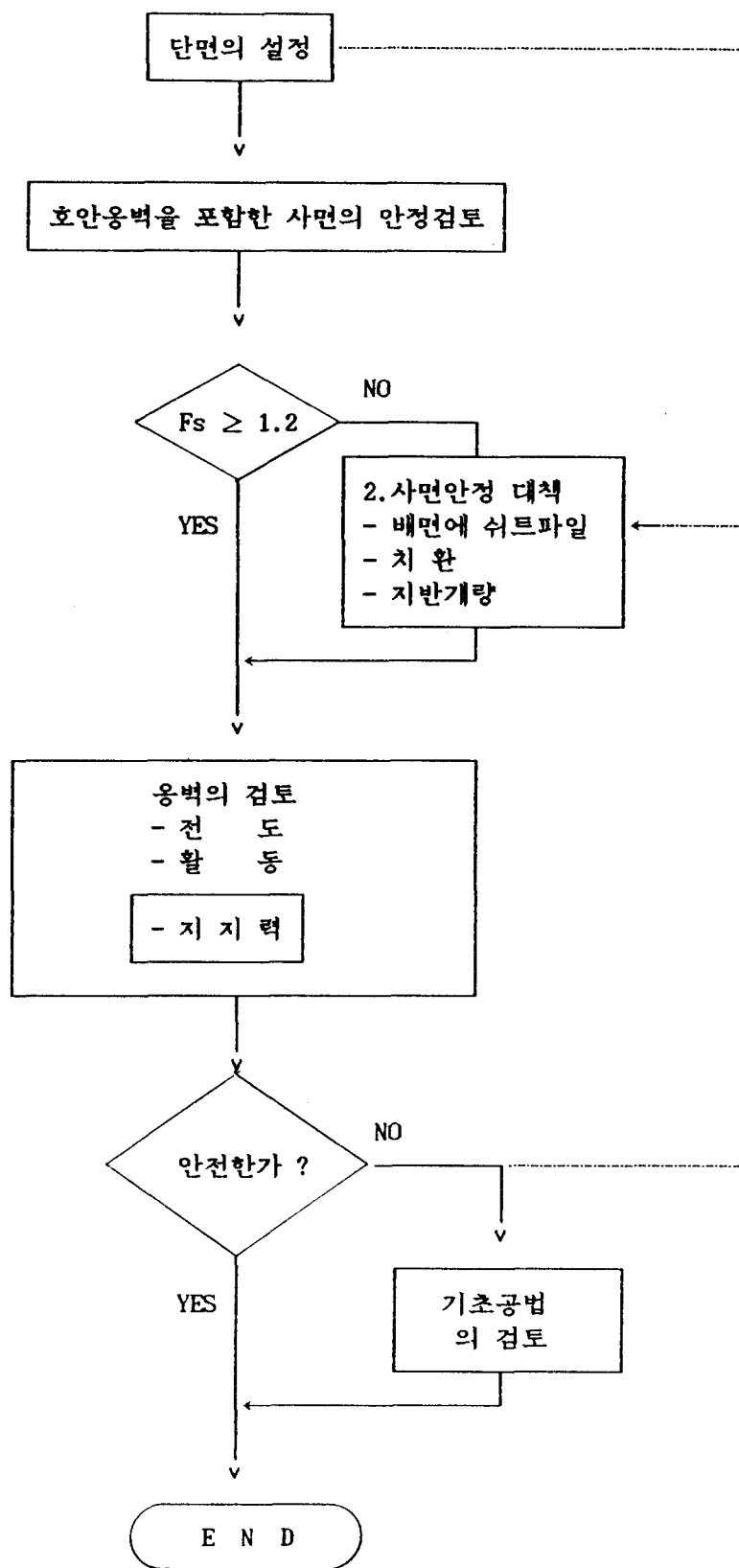
3-1-1 하천의 호안 (옹벽)

하천의 호안은 아래 그림과 같이 현재의 하상을 절개하고 제방을 성토하는 경우가 많다. 또, 하천은 평야부의 저지를 흐르는 경우가 많기때문에 자연제방의 배후 습지 또는 작은 개곡형지형의 지반이 많고 일반적으로 모래층이 혼재하거나 복잡한 지반의 경우가 많다.

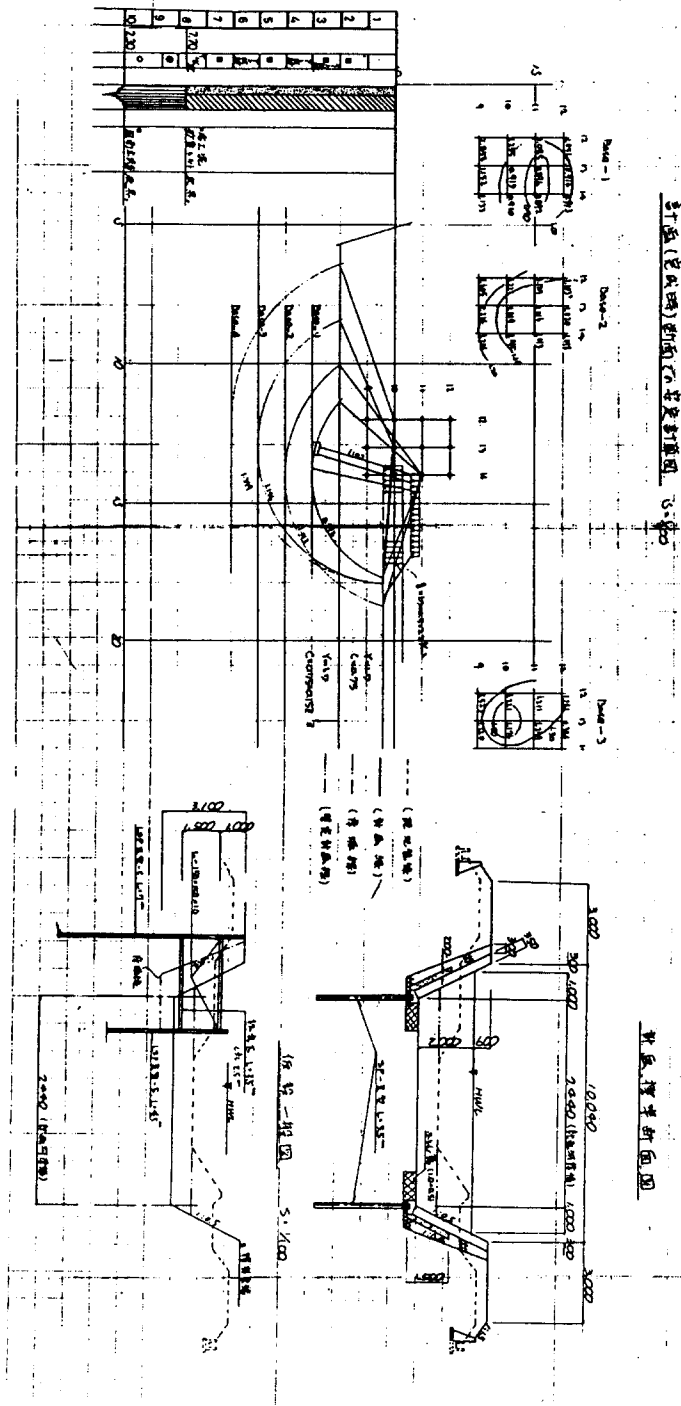


(그림 9) 일반적인 하천의 단면

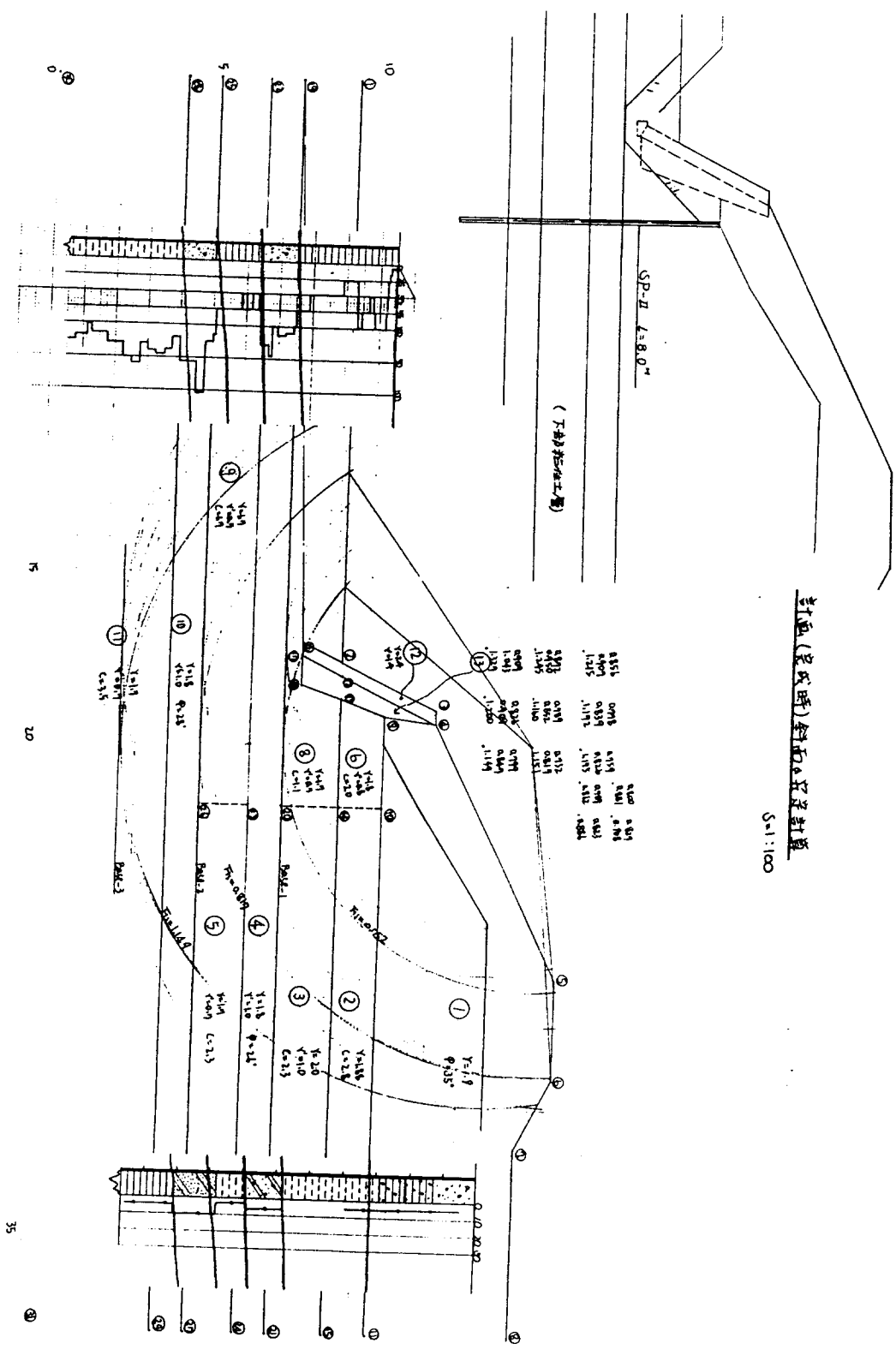
일단 표준단면이 결정되면 다음의 Flow의 검토가 필요하게 된다.



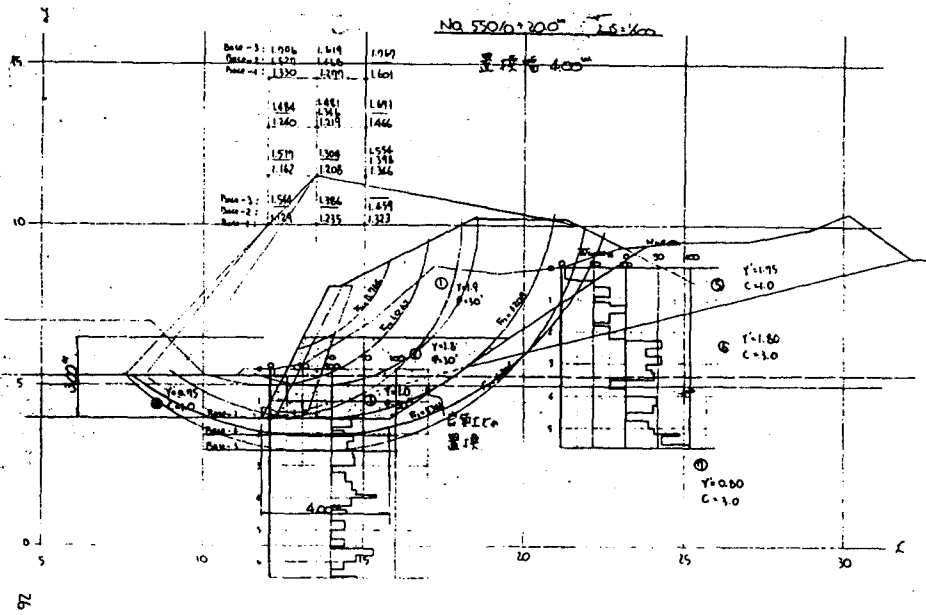
(그림 10)은 호안검토 예이다. 점토층, 모래층이 복합층을 형성하고 있어 이들의 지층구성, 층후에 의해 대책공법도 달라져야 하기때문에 상당히 밀도 높은 조사가 필요하게 된다. 사운딩 조사에 의해 지층상태를 파악하고 주요점에는 보링조사를 행한다. 이하에 호안공의 각종 예를 보였다.



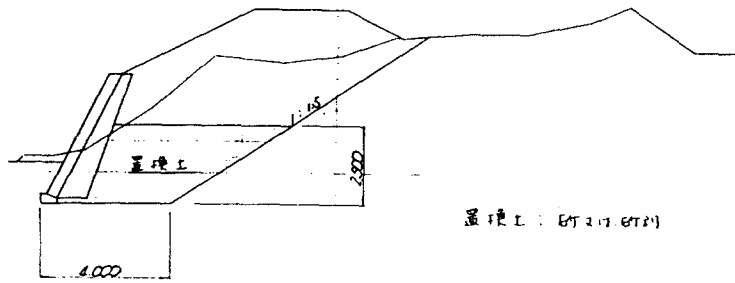
(그림 10) 취방천 호안검토의 예 (변형허용, 여유시공)



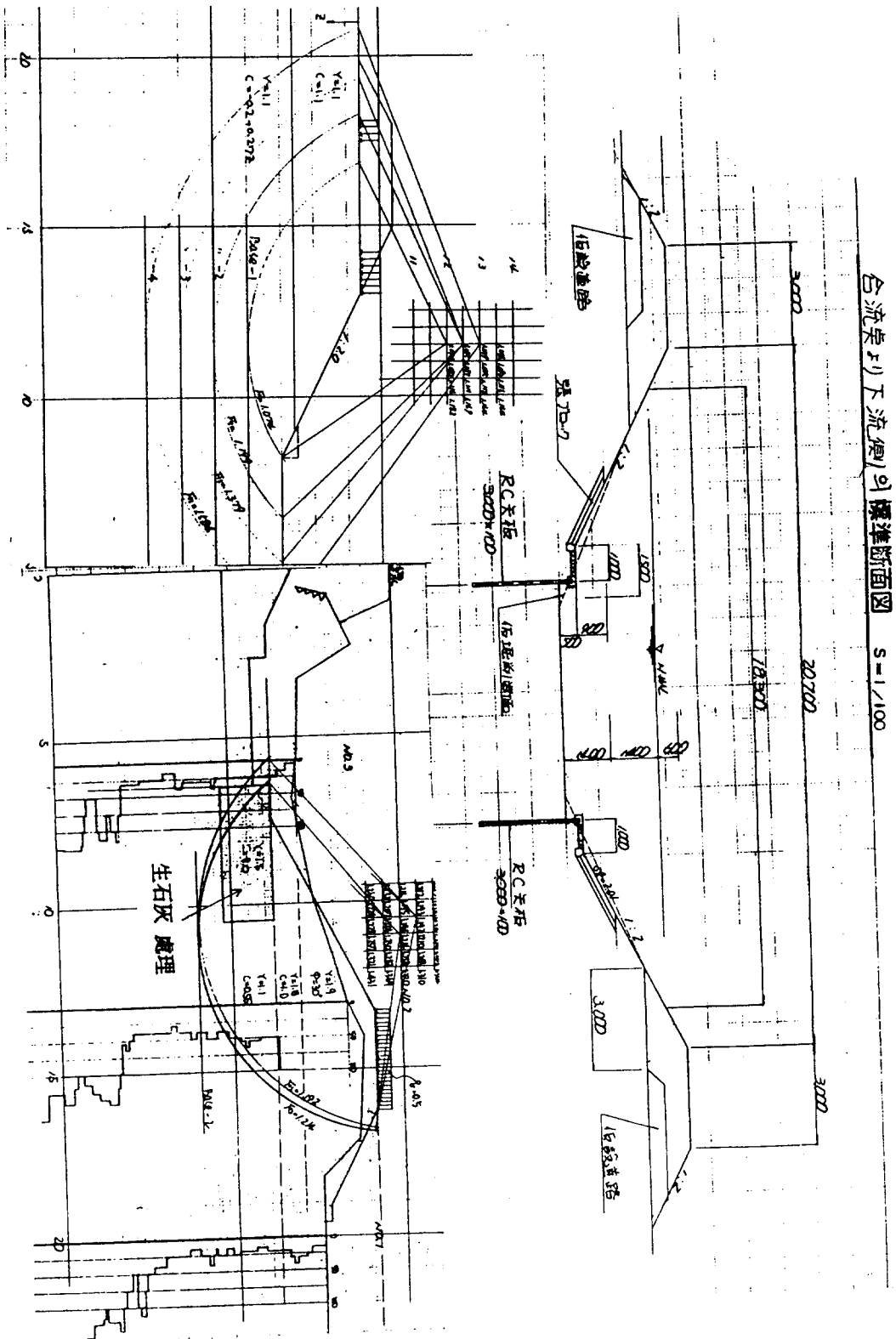
(그림 11) 신건천 호안 검토의 예 (호안 뒷면 SHEET PILE 공)



NO. 550/10+70.0^m 標準断面図 S=1/100



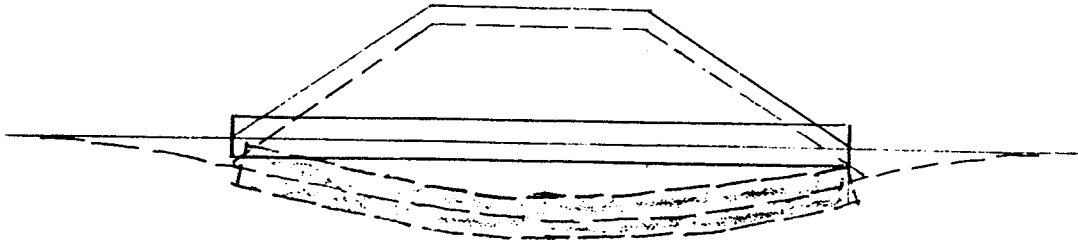
(그림 12) 각전천 호안검토의 예 (치환공)



(그림 13) 신전천(2) 호안검토의 예 (생석회에 의한 지반개량후 SHEET PILE)

3-1-2 BOX, 흙관등의 기초

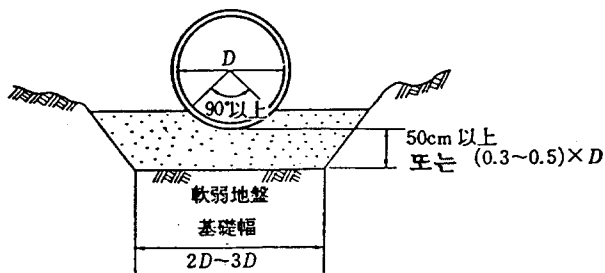
도로등의 횡단 구조물 로서의 BOX 흙관, 플렉시블 파이프등이 사용되고 있다. 이들은 용수를 횡단시키는 목적의 경우가 많아 대개의 경우 큰 침하는 허용되지 않는다. 이들 구조물의 침하는 구조물의 중량에 의한 것이 아니라 성토에 의해 결정된다.



(그림 30) 구조물 침하 개념도

대책공법으로서는

- 1) 말뚝 기초는 피한다.
- 2) 언약층이 얇은 경우 또는 성토고가 낮은 경우는 언약층의 전부 또는 일부를 아래 기준에 의해 치환한다(일본 토로토공-옹벽·칼버트·가설구조물공 지침 P.157).



(그림 31) 언약지반의 기초

- 3) 언약층이 두껍고 동시에 성토고가 높은 경우에는 가 배수로를 설치해서 성토를 실시하고 프리로딩을 가하여 허용잔류침하 이내로 될 때에 굴착하여 본공사를 실시한다.

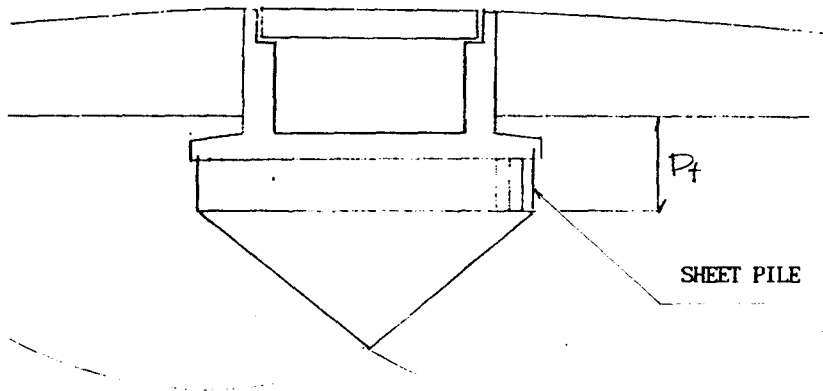
잔류침하량의 허용치로서는 도로토공지침에 다음과 같이 규정되어 있다.

칼버트의 침하량 허용치

칼버트의 종류	침 하 량	가 요 각(可搖角)
강성 칼버트	30 ~ 40 cm	조인트의 구조수(構造數)에 의해 결정.
가요성 칼버트	50 ~ 60 cm	$\frac{1}{75} \sim \frac{1}{100}$

3-1-3 중간규모 구조물의 기초

SPAN 10~15m의 교량또는 5~10 m의 박스 등 구조물을 대상으로 하는 경우이다. 일반적으로 충적평야에서는 지지층이 깊은경우가 많다. 교대에서는 지지층에 도달하는 말뚝기초가 원칙이다. 그러나 이정도 규모의 교량에서 말뚝기초를 시공한다면 대단히 비경제적이 된다. (그림 16)과 같은 교대간의 기초저면을 연결한 구조를 고찰하였다. 설계상의 요점은 다음과 같다.



(그림 16) 부상기초 공법 개념도

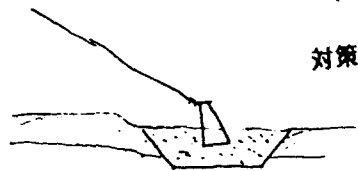
- 1) 침하에 대하여는
 1. 소정의 높이보다 약간 높게 시공(上越施工)
 2. 교좌위치의 조정
- 2) 지지력에 대하여는 기초저판 둘레에 SHEET PILE을 타설 근입깊이를 크게한다.

3-2 성토와 주변의 영향

3-2-1. 도로 등의 대상(帶狀)성토

1) 산간부 등에서 표층의 얇은 언약층은 제거하거나 또는 법면 최하단부분을 치환하여 옹벽을 설치하는 경우 파괴에는 이르지 않지만 포장에 크랙이 발생한다. 언약층의 크리프 변형이 원인이라고 사려되며 사면 최하단을 모래 등으로 치환하여 크리프를 차단할 필요가 있다. <사진 3>, <사진 4>는 이러한 지역의 도로피해 상황이다.

CRACK 發生



(그림 17) 산간 계곡부 언약층 위의 성토

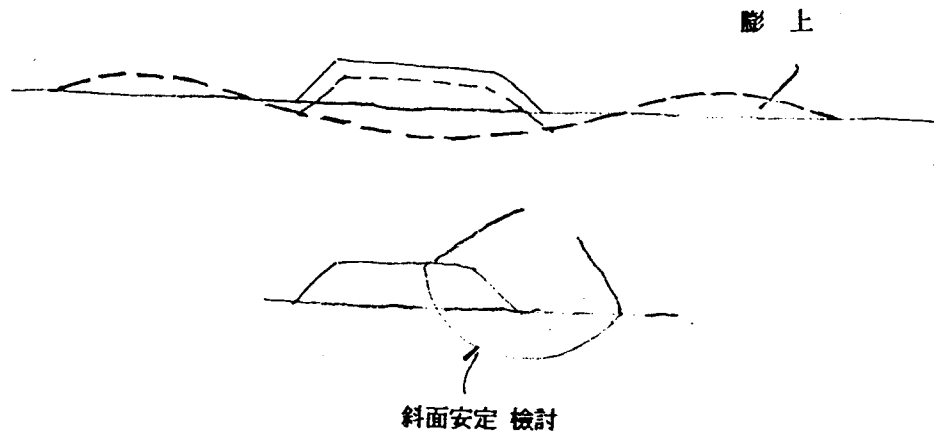


<사진 3>



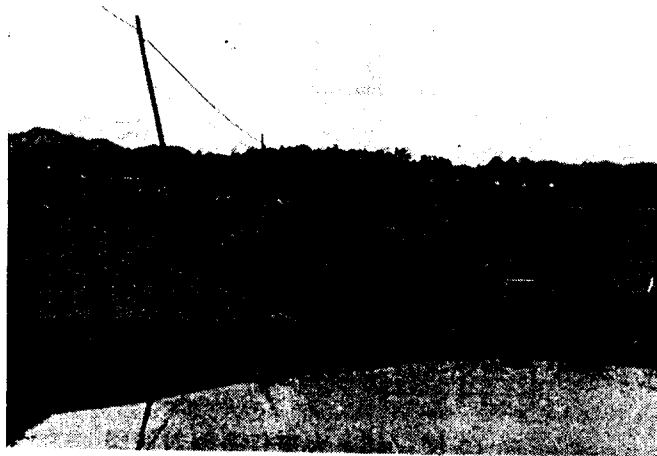
<사진 4>

2) 초연약지반에서의 성토



(그림 18) 축방의 膨上

연약지반에 성토를 하는 경우 파괴에 대한 안전성을 검토하고 압성토등의 여러가지 대책을 수립하는 것이 일반적이다. 그러나 만구(灣口)를 사주(砂洲)로서 폐쇄되어 형성된 충적평야에서는 초연약지반이 퇴적되어 여기에 성토하는 경우에는 주변의 팽상(축방유동)에 대해 검토할 필요가 있다. 주변에 인가가 있는 경우에는 피해가 발생하고 또 경작지의 경우에는 경작이 불가능하게 된다. <사진5>는 지방도 구무고강선의 성토구간에서 도로법면 최하단에서 약 20m의 범위에 걸쳐 중심에서 약 50cm의 융기를 보인 곳이다.

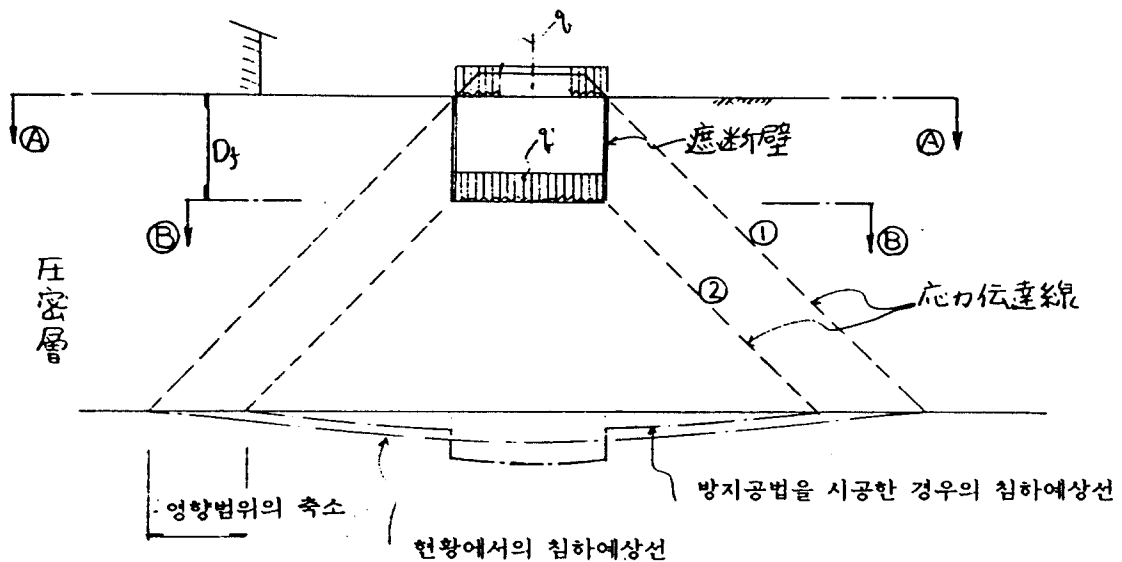


<사진 5>

3) 성토에 의한 주변의 지반침하

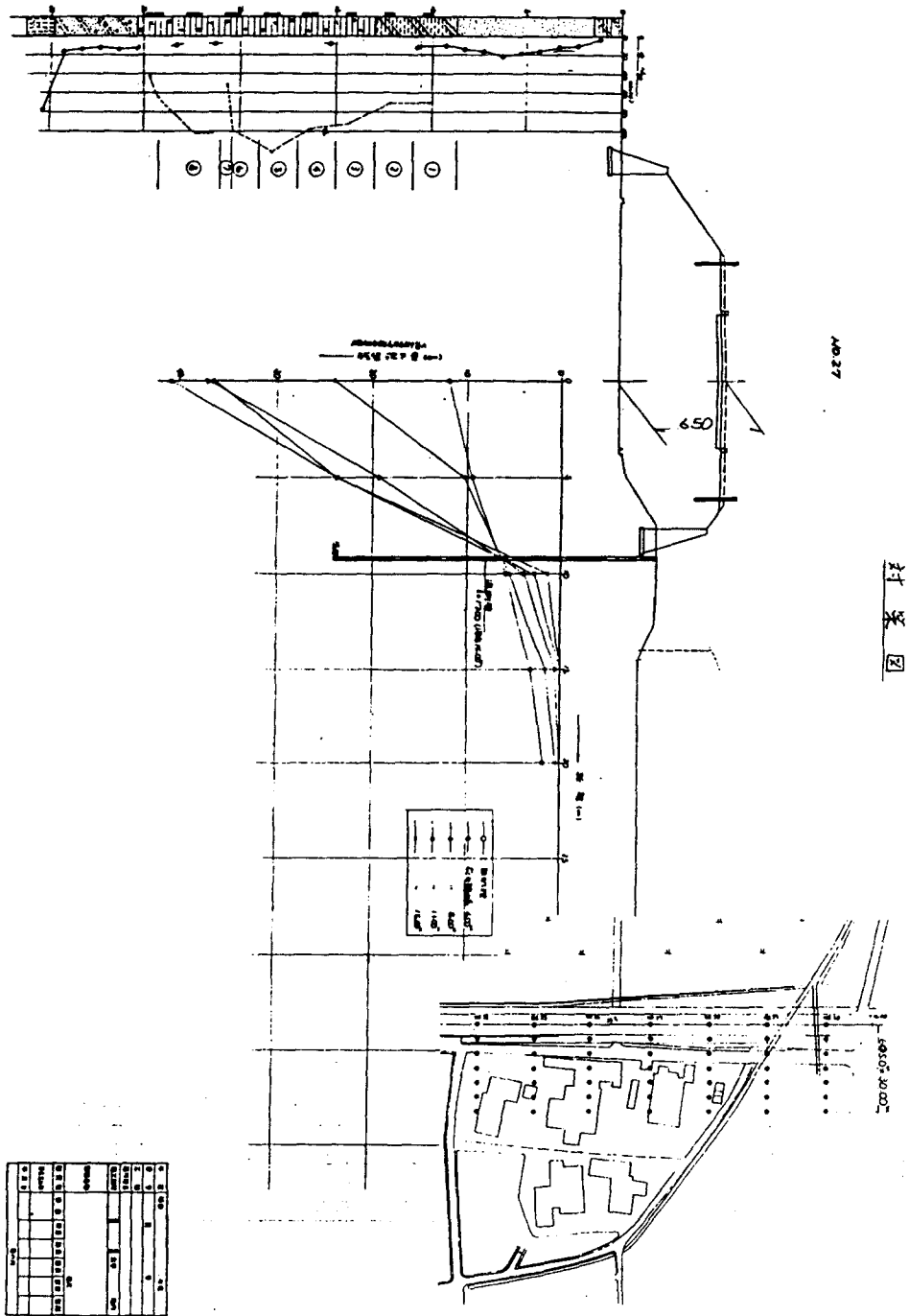
연약지반상에 성토하게되면 양측의 지표면은 어느 범위로 침하한다. 주변에 인가가 있다면 이 영향으로 집이 경사지거나 문이 열리지 않는다거나 하는 피해가 발생한다. 도로계획 시점에서 인가까지 영향이 없는 정도로 거리를 계획하던가 불가능한 장소에서는 그나름대로의 대책을 검토해 둘 필요가 있다.

대책으로서는 (그림 19)에 표시한 바와 같이 성토 측방에 쉬트파일 등에 의한 차단벽을 설치하는 것이 일반적이다. 이것에 의해 성토하중이 전달되는 범위를 축소하는 것이 가능하다.



(그림 19) 압밀침하의 주변에의 영향개념도

(그림 20)은 지방도도 대사신서선에서 고성토구간으로 주변의 인가에 피해를 둔 지역의 침하와 대책도이다.



(그림 20) 지방도 대사신서선 침하대책도

3-2-2 택지 조성등의 넓은 지역의 성토

공업단지, 택지조성, 운동장 등에서는 매우 넓은 범위를 같은 레벨로 성토하는 경우가 많다. 이 경우 성토위치로서는

- 1) 일반적인 충적평야에 성토하는 경우
- 2) 바다를 매립하는 경우
- 3) 산지를 절성하는 경우가 있다.

1)과 2)는 일반적으로 거의 균질한 언약층이 분포하는 경우가 많지만 3)의 경우는 계곡부에서의 언약층의 유무또는 두께, 공학적인 성질이 균일한 경우가 많다. 특히 충적 평야에 접하는 산을 절취하여 계곡지형의 충적평야를 성토하는 경우에 주의할 요한다.

(1) 충적평야에 접하는 부분의 산을 절취하는 경우의 택지조성

계곡에 퇴적하는 언약층은 계곡의 종단적으로도 횡단적으로도 두께가 다르다. 이것은 계곡부의 압밀침하량이 다르게 되어 주택을 건축한 경우 부등침하가 발생하고 주택은 경사져 문제가 발생한다.

주택의 기초의 허용침하량에 관해서는 건축기초 구조설계기준에 의하면 다음과 같은 기준 및 자료가 있다.

제 16조 : 허용침하량

1. 허용침하량은 지반의 조건, 기초의 형식, 상부구조의 특성, 주위의 상황 등을 고려하여 유해한 부등침하를 일으키지 않게 정한다.
2. 지반의 상황에 의해 과대한 침하를 피할 수 없는 경우는 적당한 부위에 신축이음을 설치하던가 또는 상부구조를 강성(剛性)으로 하는 것 등에 의해 유해한 부등침하가 발생하지 않도록 하지 않으면 안된다.

제 17조 : 기초의 증강(增強)

기초는 지반의 복잡성, 계산의 정도(精度), 시공의 不備, 부식 등의 인접지로 부터의 영향을 고려하여 필요에 따라 기초를 증강한다.

허용 상대 침하량 (압밀침하의 경우) : (단위 cm)

구조 종류별	콘크리트블록조	철근콘크리트 조		
		기 초 형 식	연 속 기 초	독립기초
표 준 치	1.0	1.5	2.0	2.0~(3.0)
최 대 치	2.0	3.0	4.0	4.0~(6.0)

(주) 괄호는 큰 BEAM 또는 이중 슬라브 등으로 충분히 剛性이 큰 경우

허용 최대침하량 (압밀침하의 경우) : (단위 cm)

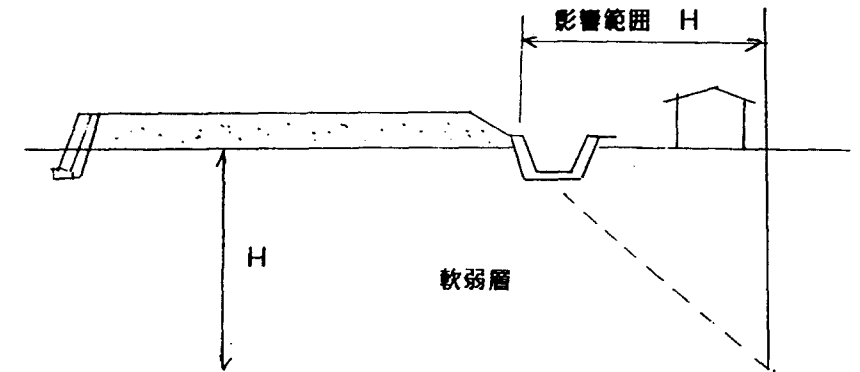
구조 종류별	콘크리트블록조	철근콘크리트 조		
		기 초 형 식	연 속 기 초	독립기초
표 준 치	2	5	10	10~(15)
최 대 치	4	10	20	20~(30)

(주) 괄호는 큰 BEAM 또는 이중 슬라브 등으로 충분히 剛性이 큰 경우

(2) 층적평야에서의 광범위 한 단지조성

층적평야는 일반적으로 언약층이 깊고 조성의 성토고는 낮은것(1.0m~2.0m)가 일반적이다. 또 학교 교사등의 구조물은 지지층까지의 말뚝기초로서 교사이외는 운동장으로 사용하는 경우가 많기 때문에 침하량은 크게 문제 되지 않는다.

또, 택지조성의 경우도 비교적 균일지반이므로 침하도 균등침하가 되어 문제는 없다. 단, 성토범위가 넓고 또 언약층이 깊은 곳에서는 주변에 주는 영향이 크기때문에 1) 주변 민가의 침하 2) 매립주변의 수로 옹벽 등의 구조물에 관해서는 충분히 고려할 필요가 있다.



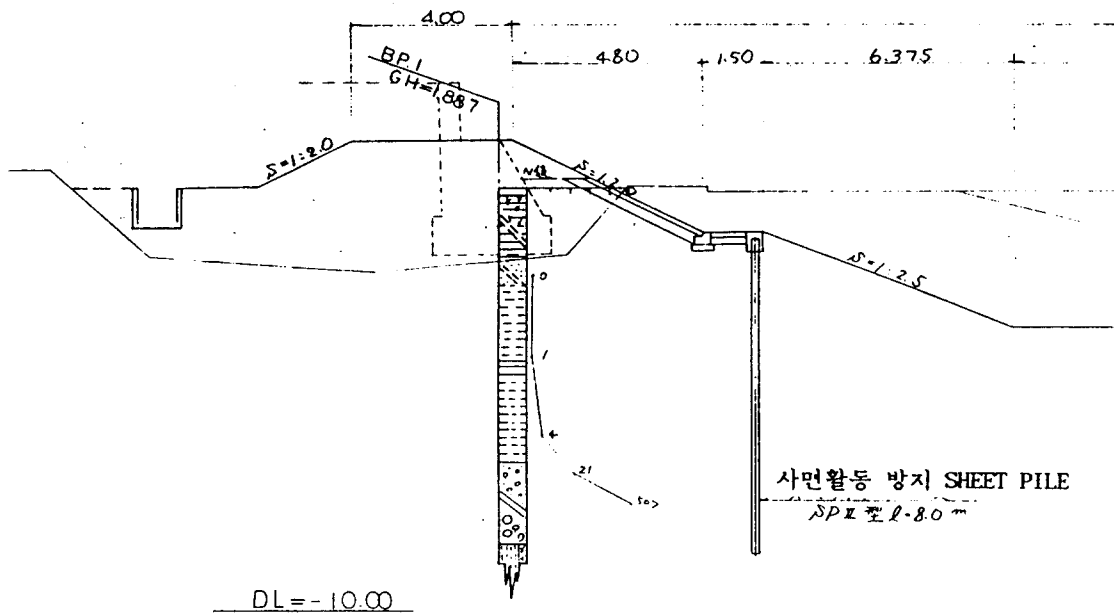
(그림 21) 언약지반상에서의 넓은 범위의 성토

3-2-3 교대 등에서의 영향

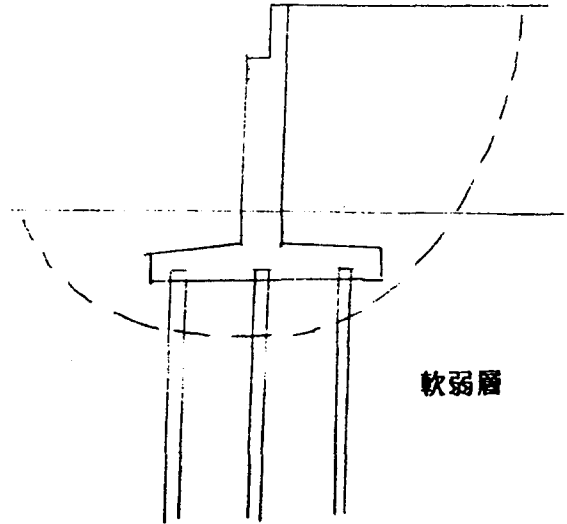
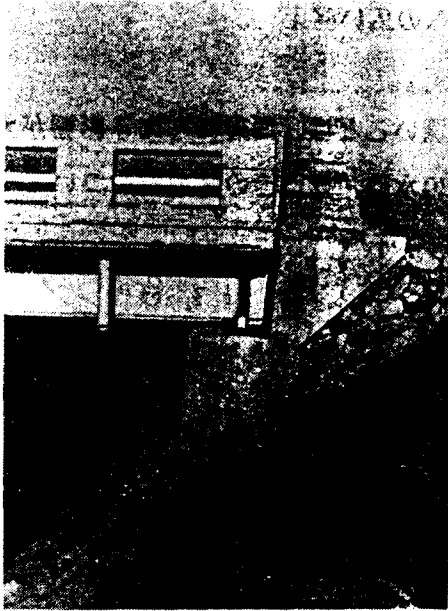
연약지반에서의 고성토부위에 교대가 계획되는 경우에는 교축방향에 활동하려는 힘이 작용 교대가 전면으로 이동하여 상부공을 가설할 수 없는 경우도 있다. 교축방향으로의 활동에 대한 안전율을 구해 $F_s < 1.2$ 의 경우에는 대책이 필요하다. 일본도로교시방서에는 편하중을 받는 기초에 대해서는 다음과 같이 기술되어 있다.

상시 편하중을 받는 기초에서 측방이동의 위험이 있는 경우에는 그 영향에 대하여 검토하지 않으면 안된다.

<사진 6>은 교대가 전면으로 활동한 상황을 보인 것이다. 교대와 Girder가 밀착되고 교좌는 파괴되어 있다. 또 (그림 22)는 측방이동을 검토하여 쉬트파일공법을 채용한 예이다.



(그림 22) 조작천근교건교의 측방유동 대책도 (SHEET PILE 공)



<사진 6 >

(그림 23) 축방유동 개념도

일본에서의 일반적인 축방유동 대책공은 다음과 같다.

対策工法	概 念 図	対策工法	概 念 図
프리토딩 공 법		완 경 사 성 토 교대	
기타 지반 개량공법		APPROACH CUSHION식 교대 (AC식)	
輕載盛土材		押 盛土工法	
PIPE나 BOX를 매설하는 공법		증가말뚝 공 법	
PILE SLAB 공법 PILE NET 공법		STRUT 공법 (누름 SLAB 공 법)	

(그림 24) 축방유동 대책공

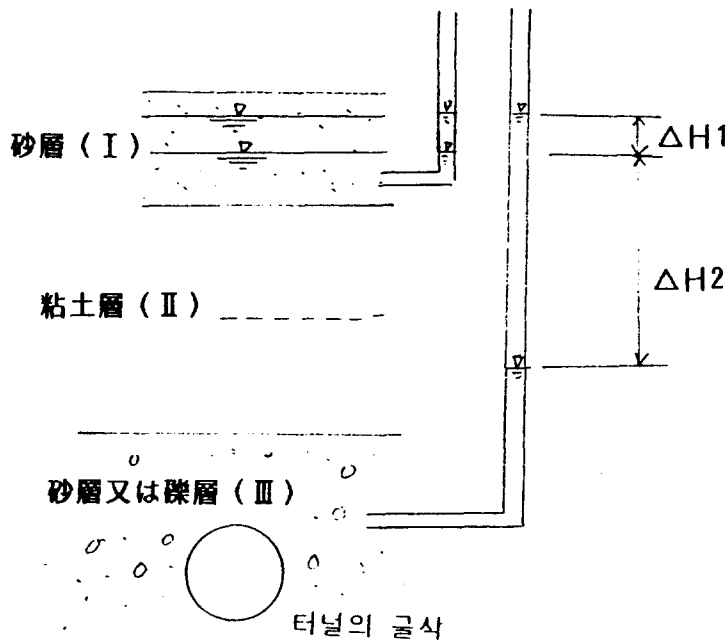
3-3 굴삭의 안정과 주변의 영향

3-3-1 터널의 굴삭

최근 일본의 경우 하수도 사업의 진전에 따라 충적층의 언약지반내에 설드터널 등에 의해 터널을 굴삭하는 경우가 많아 졌다.

이 경우 상부에 모래층(I)이 있고 다음에 점토층(II)이 있고 그밑에 모래층 또는 자갈층 등의 투수성이 큰 암반(III)이 있는 경우에 (III)층에 터널을 굴삭하는 경우에는 특히 주의할 요한다. 즉, 터널로의 누수에 의해 (그림 25)와 같이 (I)층, (III)층의 수두가 저하하고 중간의 점토층(II)은 이 수두차분($\Delta H_1 \cdot \gamma_w + \frac{\Delta H_2}{2} \gamma_w$)의 유효 응력이 증대하는 것에 의해 압밀침하가 발생한다.

누수의 정도, 하부모래층의 투수성 및 점토층의 압밀특성과 두께 등에 의해 침하량 및 침하범위가 결정되지만 실례로서는 반경 200m에 걸쳐 침하를 발생한 일도있어 주의 를 요한다. 특히 하수도는 도심부의 인가밀집부에 많아 중대한 피해를 일으킬 수도 있으므로 신중한 검토가 필요하다. 실제로 松江市 하수도 공사에서 상부 모래층과 하 부 모래자갈층의 수위차가 있는 곳에서 광범위하게 침하현상이 나타나 피해를 입은 경 우가 있다.



(그림 25) 지하수 저하의 개념도

3-4 각종 일본의 기준 정리

구분	옹벽 뒷채움 재	γ (tf/m ³)	ϕ (°)	점착력(C)	비고	
옹벽 정수	토	모래섞인자갈	2.0	35	0	자료① 참조
	질	사 질 토	1.9	30	0	
	실트, 점성토 ($\omega_L < 50\%$)	1.8	25	0		
	기 타	토질과 허용지지력· 저면마찰각의 관계	자료 ② 참조			
정 수	제 정	벽면마찰각(δ) 구하기	자료 ② 참조			
	정	N치에 의한 C, ϕ 구하기	자료 ③ 참조			
	수	토질상황과 토질강도	자료 ④ 참조			
안 정 계 산	$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu}{\sum H}$ 활동(F_s) 전 도(편심 e) 지지력 (q)	$F_s \geq 1.5$ (평시), $F_s \geq 1.2$ (지진시) $ e \leq B/6$ (평시) , $ e \leq B/3$ (지진시) $q \leq q_u/F_s$, $q \leq q_u/F_s$ (평시 $F_s=3$) (지진시 $F_s=2$)				
사 면 안 정 (일 반)		Fs=1.2~1.3 (자료 ⑥참조)				
사 면 안 정 (산사태 대책공)		Fs=1.05~1.2 (자료 ⑤참조)				
연약지반에서의 허용치		자료 ⑥참조				
가옥 변형에 대한 기준		자료 ⑦참조				

IV. 결 론

지금까지의 경험과 연구의 성과 덕분에 연약지반에 대한 대책의 종류도 증가하였고 또 그 예측의 정도(精度)도 향상되고 있다. 일본의 경우 지금까지는 고도성장기에 힘입어 경제적인 공법보다는 안전측으로만 문제를 해결한다고 하는 인상이 강하였다. 그러나 이러한 지반에 대한 과다설계에 의한 외력에 의존한 지반개량보다는 한걸음 물러서서 지반에 무리한 부담을 지우지 않는, 예를 들어 EPS 에 의한 경량재를 사용하는 것과 같은 것도 금후에는 좋은 대처방법이 될 것으로 생각된다. 또, 지역의 중소규모 공사에서는 보다 유연하게 다양한 대책을 검토해서 시험시공 해보는 것도 신기술의 개발과 적용이라는 면에서 고려할 만하다고 생각하는 바 이다.

V. 참고문헌

1. 日本 土質工學會, 軟弱地盤の調査·設計·施工法 : 1966
2. 日本 土質工學會, 盛土の調査·設計から施工まで : 1979
3. 日本 道路協會, 道路土工-軟弱地盤對策工 指針 : 1987
4. 日本 道路協會, 道路土工-擁壁·カルバート·假設構造物工 指針: 1988
5. 日本 道路協會, 道路土工-のり面工·斜面安定工 指針 : 1986
6. 日本 道路協會, 道路橋施方書·同解説書(I, IV) : 1990
7. 日本 道路公團, 設計要領集 第 2集 : 1990
8. 日本 建築學會, 建築基礎構造物 設計基準·同解説 : 1988
9. 日本 實教出版(株), 圖說 土木用語事典 : 1987

참 고 자 료

자 료①

土質定数

道路土工—擁壁・カルバート・仮設構造物工指針より

単位体積重量

(ii) 土の単位体積重量は，土質試験結果をもとにして決定するのが望ましいが，高さが8 m程度以下の擁壁では，土質試験によらないで，表2-4の値を用いてもよい。

表 2-4 裏込め土の種類および単位体積重量 (tf/m³)

裏込め土の種類	単位体積重量
礫質土	2.0
砂質土	1.9
シルト，粘性土(ただし $w_L < 50\%$)	1.8

土質定数

なお，高さが8 m程度以下の擁壁で土質試験を行うことが困難な場合には，表2-5に示す値を用いて土圧を算定してもよい。かさ上げ盛土高比(H_1/H)が1を越える場合の土圧は，盛土高($H+H_1$)が15 m程度までは，かさ上げ盛土高比1の土圧を用いてもよい。

表 2-5 土圧算定に用いる土質定数

裏込め土の種類	内部摩擦角(ϕ)	粘着力(c)注2)
礫質土注1)	35°	—
砂質土	30°	—
シルト・粘性土(ただし $w_L < 50\%$)	25°	—

注1) きれいな砂は礫質土の値を用いてよい。

注2) 計算上は，粘着力 c を無視している。しかし，実際には粘着力 c が存在するので，内部摩擦角 ϕ より急勾配のり面も存在する。

자료②

道路土工-擁壁・カルバート・仮設構造物工指針より

表 1-2 基礎地盤の種類と設計定数

基礎地盤の種類		許容支持力度 (tf/m ²)	擁壁底面の滑動安定計算に用いるすべり摩擦係数(注)	備考	
				qu(kgf/cm ²)	N 値
岩盤	きれつの少ない均一な硬岩	100	0.7	100以上	—
	きれつの多い硬岩	60		100以上	—
	軟岩・土丹	30		10以上	—
礫層	密なもの	60	0.6	—	—
	密でないもの	30		—	—
砂質地盤	密なもの	30	0.6	—	30~50
	中位なもの	20		—	15~30
粘性土地盤	非常に堅いもの	20	0.5	2.0~4.0	15~30
	堅いもの	10		1.0~2.0	8~15
	中位のもの	5		0.5~1.0	4~8

注) 場所打ちコンクリートによるもの

表 2-6 壁面摩擦角(※時)

擁壁の種類	計算の種類	摩擦角の種類	壁面摩擦角
重力式	安定計算	土とコンクリート	$2\phi/3$
もたれ式	部材計算		
片持ばり式	安定計算	土と土	β (図2-6による) 注)
控え壁式	部材計算	土とコンクリート	$2\phi/3$

注) ただし, $\beta \geq \phi$ のときは $\delta = \phi$ とする。

地震時は P48 参照

(※橋台の場合はコンクリートで $\delta = \phi$ とする)

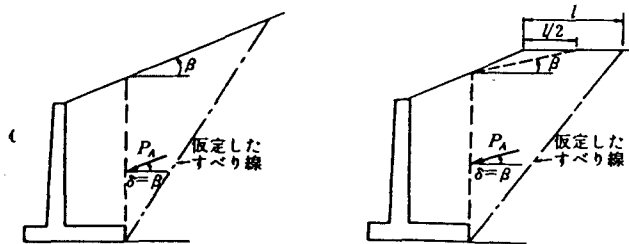


図 2-6 β の設定方法

자료③ 土質試験結果のない場合の土質定数

道路土工-擁壁・カルバート・仮設構造物工指針より P217~

4-3-2 土質定数

仮設構造物設計に用いる土質定数は原則として土質試験の結果による。十分な資料がない場合には図 4-11, 表 4-5, 表 4-6 を参考にしてよい。

表 4-5 土の単位体積重量 (tf/m³)

土質	密なもの	ゆるいもの
礫質土	2.0	1.8
砂質土	1.9	1.7
粘性土	1.8	1.4

注) 地下水位以下にある土の単位体積重量は表中の値から 0.9 を差し引いた値としてよい。

表 4-6 粘性土の粘着力と N 値の関係

かたさ	非常にやわらかい	やわらかい	中位	かたい	非常にかたい	固結した
N	2 以下	2~4	4~8	8~15	15~30	30 以上
c (tf/m ²)	1.2 以下	1.2~2.5	2.5~5.0	5.0~10	10~20	20 以上

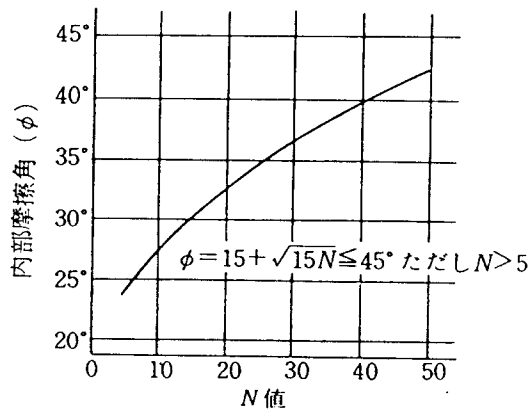


図 4-11 砂質土の内部摩擦角と N 値の関係

자료④

道路公団設計要領刊

表 3-7 土 質 定 数

種 類	状 態		単 位 体 積 重 量 (t/m^3)	内 部 摩 擦 角 (度)	粘 着 力 (t/m^2)	備 要 (統 一 分 類)
解	礫および 礫まじり砂	締固めたもの	2.0	40	0	(GW), (GP)
		締固めたもの	粒度の良いもの	2.0	35	0
	粒度の悪いもの		1.9	30	0	
上	砂質土	締固めたもの	1.9	25	3以下	(SM), (SC)
	粘性土	＊	1.8	15	5以下	(ML), (CL) (MH), (CH)
	関東ローム	＊	1.4	20	1以下	(VH)
自	礫	密実なものまたは粒度の良いもの	2.0	40	0	(GW), (GP)
		密実でないものまたは粒度の悪いもの	1.8	35	0	
	礫まじり砂	密実なもの	2.1	40	0	＊
		密実でないもの	1.9	35	0	
	砂	密実なものまたは粒度の良いもの	2.0	35	0	(SW), (SP)
		密実でないものまたは粒度の悪いもの	1.8	30	0	
砂質土	密実なもの	1.9	30	3以下	(SM), (SC)	
	密実でないもの	1.7	25	0		
盤	粘性土	固いもの(指で強く押し多少へこむ)	1.8	25	5以下	(ML), (CL)
		やや軟いもの(指の中程度の力で貫入)	1.7	20	3以下	
		軟いもの(指が容易に貫入)	1.6	15	1.5以下	
粘土およびシルト	粘土およびシルト	固いもの(指で強く押し多少へこむ)	1.7	20	5以下	(CH), (MH), (ML)
		やや軟いもの(指の中程度の力で貫入)	1.6	15	3以下	
		軟いもの(指が容易に貫入)	1.4	10	1.5以下	
関東ローム		1.4	5(ϕ_u)	3以下	(VH)	

資料⑤

計画安全率の設定

文 献	監 修	計画安全率の考え方
道路土工のり面 工・斜面安定工指 針	日本道路協会 S61.11	重要度・経済性を考慮し $Fs = 1.05 \sim 1.2$
建設省河川砂防技 術基準(案)	建設省河川局監修 S61.8	急激な動きが予想され重要度が高い $Fs = 1.10 \sim 1.20$ 重要度小・応急対策 $Fs = 1.05 \sim 1.10$ (現況1.0に対して)
土木工事設計マニ ュアル	中国地方建設局 S62.11	建設省河川砂防技術基準(案)に従う
のり面及び斜面災 害復旧工法	建設省河川局災害課 監修 S58.12	①国道・主要地方道(重要度 大) $Fs = 1.20$ ②その他 $Fs = 1.10 \sim 1.15$ ③応急対策 $Fs = 1.00 \sim 1.05$
災害復旧工事の設 計要領	建設省防災研究会 H.3	①重要度大 $Fs = 1.2$ ②その他 $Fs = 1.05 \sim 1.2$

軟弱地盤における許容値の整理

道路土工－軟弱地盤対策工指針 P.54 (日本道路協会)

(3) 設計目標値

概略検討における盛土の安定と沈下に関する設計にあたっては、次の考え方によって設計目標値を設定する。

盛土によって生じる基礎地盤のすべり破壊に対する最小安全率としては、1.2～1.3を目標値とすればよい。

また、本指針の示すところに従って求めた盛土中央部における舗装後3年間の許容残留沈下量は、道路の重要性などを考慮して、次に示す程度の値を目標値にするのが望ましい。

橋梁・高架の接続盛土部……………10～30cm

その他の区間については、盛土内に設ける構造物の種類および許容残留沈下量、路面までの土かぶり深さ、路面および沿道に及ぼす沈下の影響などを十分考慮して目標値を定めるものとする。

盛土の調査・設計から施工まで P.356 (土質工学会)

表-4.63 許容残留沈下量⁴⁷⁾(日本道路公団)

条 件	許容残留沈下量
舗装工事終了後の路面の不陸に関する許容値	10 cm
カルバートボックス施工時の上げ越しに関する許容値	30 cm

表-4.64 許容最大沈下量 (圧密沈下量)⁴⁸⁾(日本建築学会) (単位: cm)

構造種別	コンクリート・ ロック造	鉄筋コンクリート造		
		独立基礎	連続(布)基礎	べた基礎
基礎形式	連続(布)基礎			
標準値	2	5	10	10～(15)*
最大値	4	10	20	20～(30)

注) * () は大きいほうあるいは2重スラブなどで十分剛性が大きい場合

設計要領 第二集 (日本道路公団)

沖積軟弱層厚 D	残留沈下量 S
$D \leq 10m$	10cm
$D \leq 30m$	20cm
$30 < D$	30cm

자료⑦

建築基礎構造物設計基準・同解説より

コンクリートブロック造の場合

$$S_{D\max} = 750 \theta_{\max} \approx 1500 \theta_{\text{ave}}$$

なる関係が求められている。

ここで、独立基礎の鉄筋コンクリート造およびコンクリートブロック造の場合、同じ $S_{D\max}$ に対し比較的大きい θ_{\max} となるのは不同沈下曲線が図 15.21 のような中凹形にならず、ジグザグ形の凹凸を生ずることが多いからである。

表 16.1 限界あるいは許容変形角 (単位: 10^{-4} rad)

	下限 θ	上限 δ	許容
コンクリートブロック造	1.0 0.3	2.0 (大崎) ^{16.1)} 1.0 (松浦) ^{16.2)}	
鉄筋コンクリート造 (ラーメン構造)	1.0 0.7	2.0 (大崎) ^{16.1)} 1.5 (松浦) ^{16.2)}	2.2 (浅間) ^{16.3)} 3.3 (Ward & Green) ^{16.4)} 3.1 (Terzaghi & Peck) ^{16.5)}
鉄筋コンクリート造 壁式構造	0.8	1.8 (松浦) ^{16.2)}	1.0 (Meyerhof) ^{16.6)}
レンガ造			1.7 (Meyerhof) ^{16.6)} 2.1 (Ward & Green) ^{16.4)} 3.5 (Terzaghi) ^{16.7)}
鉄骨造			ビル 2.2 工場 4.0~8.3 倉庫 12.5 (浅間) ^{16.8)}
鉄骨鉄筋コンクリート造	1.0	2.0 (松浦) ^{16.2)}	

下限とは、有害なひび割れが発生するかしないかの境の状態に対応している。

上限とは、有害なひび割れが発生する率がきわめて高い状態に対応している。