

昭陽江댐의 暴動에 대한 有限要素解析과 實測值와의 比較

Finite Element Analysis on the Behavior of Soyanggang Dam and its Comparison with Observed

金	翔	圭*
Kim,	Sang	Kyu
林	熙	大**
Lim,	Heui	Dae

Abstract

The Soyanggang Dam completed in 1973 was well instrumented during construction period. The measured results for stresses and movements of the embankment have already been published elsewhere, but theoretical analyses have not been made until now. This study intends to analyze the stress and deformation behavior of the embankment numerically which have been subjected to the load of materials during construction and water load during impounding.

The constitutive law used for the analyses is hyperbolic model developed by Duncan et al., and a nonlinear incremental finite element analysis simulating its construction steps is used in this study. Hyperbolic parameters for each zone are estimated from literature.

The results obtained from the theoretical analyses clearly show deformation characteristics and stress vectors in arbitrary section of the dam. The analytical results are well agreed with the measured deformations at the maximum cross section, however, there are some discrepancy in horizontal movements and in stresses generated in the core zone. From the numerical analyses and its comparison with the measured values, it is characterized that relatively large construction settlements occurred in core zone, overburden pressure in the core zone was considerably reduced by arching effect, and tension zones might occur near both abutments because of the large horizontal displacement.

要 旨

1973년에 完工된 소양강댐은 매설계기가 잘 설치되어 그 댐의 應力과 變形의 측정결과는 이미 발표된 바 있다. 그러나 理論的인 해석은 지금까지 이루어지지 않았다. 本研究은 施工時 재료의 자중을 받고 또 담수시 물 하중을 받게 되는 댐 본체의 應力과 變形 거동을 數值的으로 해석하려는 데 그 目的이 있다.

* 正會員·東國大學校 工科大學 教授, 土木工學科

** 正會員·忠南大學校 工科大學 助教授, 土木工學科

解析에 사용된 構成法則은 Duncan 등이 개발한 hyperbolic 모델이며, 施工段階를 모방한 非線型增加 有限要素解析이 本研究에 적용되었다. hyperbolic 파라미터들은 문헌에서 추정하여 사용하였다.

理論的 解析으로부터 얻어진 결과는 댐의 임의의 단면에서의 변형특성과 응력베타를 明確하게 나타내었다. 해석결과는 最大斷面에서의 變形測定値와 잘 一致하였으나 水平變形과 心壁에 생긴 응력에 있어서는 약간의 차이를 보였다. 수치해석과 측정치와의 比較로부터 얻은 본댐의 거동의 特徵은 심벽에서 比較的 큰 施工沈下가 생겼고, 심벽의 土被荷重은 아아칭 효과에 의해 상당히 감소되었고, 또 兩岸附近에서는 水平變位가 커서 引張區域이 생길 수 있다는 것이다.

1. 序 論

春川市 東北方 12km 에 위치한 昭陽江댐은 1973年 4月에 着工하여 1973年 10月에 竣工된 높이 123 m 의 中央遮水壁型 土石 댐으로서 그림 1.1 과 같이 心壁(zone 1), 필터(zone 2) 및 提殼(zone 3, 4, 5)으로 이루어져 있다. 昭陽江댐의 축조시 또는 축조후의 거동을 알기 위하여 沈下計, 土壓計, 間隔水壓計 等 여러가지 計測器를 埋設하였다. 이 計測에 대한 結果는 이미 部分的으로 발표된 바 있다⁽¹¹⁾. 計測은 댐의 거동을 파악하는데 가장 확실한 方法이기는 하지만 本體 모든 位置에 설치할 수가 없을 뿐만 아니라 그 結果는 댐 축조전에는 알 수 없다는 制限性이 있다.

1970年代에 利用되기 시작한 解析의 方法은 計測의 제한성을 補完해 줄 수 있으며 특히 댐의 거동을 축조전에 미리 예측할 수 있다는 데 큰 意味가 있다. 解析의 方法으로는 無限彈性 艾지해석^(10, 16, 18) Gelatin 모델의 偏光彈性解析^(1, 16) 및 有限要素解析^(2, 4, 9) 등이 있으며 1956年 Turner⁽²⁰⁾ 등이 有限要素解析方法을 소개한 이후에 대한 많은 研究結果가 발표되었다. 그 중 Clough⁽³⁾의 研究는 이 方面에 크게 기여한 것으로 평가되고 있다.

本研究는 지금까지 시도된 적이 없는 昭陽江

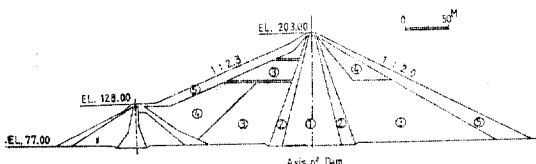


그림 1.1. Typical Cross Section of Soyang Dam.

댐에 대한 解析的 方法에 의한 結果를 提示하고 實測値와 比較하려는 目的이 있다. 건설기간 중에 대한 소양강댐의 거동에 대해서는 筆者 등이 이미 발표한 바 있으나⁽²¹⁾ 이것을 다시 整理하고 그 이후 계속해서 研究하였던 담수시의 거동까지 포함하여 結果를 提示하려고 한다.

2. 盛土材料 및 現場計測

盛土材料의 特性和 現場에서의 埋設計器의 종류 및 測定結果에 대해서는 昭陽江댐 建設誌⁽²²⁾ 또는 다른 문헌⁽¹¹⁾에서 報告되었으나 설명의 편의상 여기서 요약하여 記述한다.

2.1 盛土材料의 特性

盛土材料의 管理試驗은 心壁, 砂礫(필터포함) 및 捨石材에 대하여 採取場所와 盛土場所에서 각각 實施하였으며 $X-R$ 管理圖에 의한 各 材料의 管理試驗結果가 표 2.1에 나타나 있다. 여기서 D 값은 最大乾燥密度에 대한 盛土材料의 乾燥密度比이며 剪斷強度는 直徑 5cm 공시체에 대한 삼축압축시험(UU 시험) 結果로부터 구하였다. zone 4, 5에 해당하는 捨石材材料는 管理試驗이 곤

表 2.1 盛土材料의 特性

	심 벽		사 력 (필터포함)		자 갈
	평 균	표 준 편 차	평 균	표 준 편 차	
전조밀도(t/m^3)	1.811	0.030	2.161	0.023	2.65
D 값 (%)	99.5	1.3	—	—	—
함수비 (%)	17.0	1.1	3.7	1.1	1.0
L.L (%)	31.8	7.1	—	—	—
P.I (%)	17.2	4.8	—	—	—
점착력 (t/m^2)	3.8	1.1	—	—	—
마찰계수($\tan \phi$)	0.51	0.14	0.7	—	0.65

란하여 示方書 條件에 따른 철지한 감독으로 施工되었다.

2.2 測定計器 및 結果

(1) 間隙水壓計

Carlson 形 間隙水壓計 102 個를 最大斷面 3 個所에 그림 2.1 과 같이 각각 埋設하였으며 과거의 例로 볼 때 不等沈下에 의한 誘導線의 高장이 많아 cabtire 코드로 補強한 toughlex 코드를 사용하였다. 間隙水壓比는 盛土重量에 대한 間隙水壓의 比로 구하였으며 施工中에 最大 70% 까지 도달하였으나 完工後에는 40% 이하로 감소하였다.

(2) 土壓計

心壁을 通過하는 가상활동원상에 土壓計 15 조를 設置하였다. 土壓比는 盛土重量에 대한 土壓의 比로 구하였다. 施工中 心壁의 垂直土壓比가 20~30%에 지나지 않았는 데 이것은 arching 작용으로 감소된 것이지만 既存의 댐과 비교할 때 지나치게 작은 값이다.

(3) 層別沈下 測定計器

댐 中心線 下流側 4m 地點 3 個所에 cross arm 10 대를 각각 設置하여 心壁의 沈下를 測定하고자 하였다. 沈下는 cross arm 中心部를 지나는 비닐파이프로부터 cross arm의 變位를 電氣檢測器로 測定하여 구하게 된다. 最大沈下는

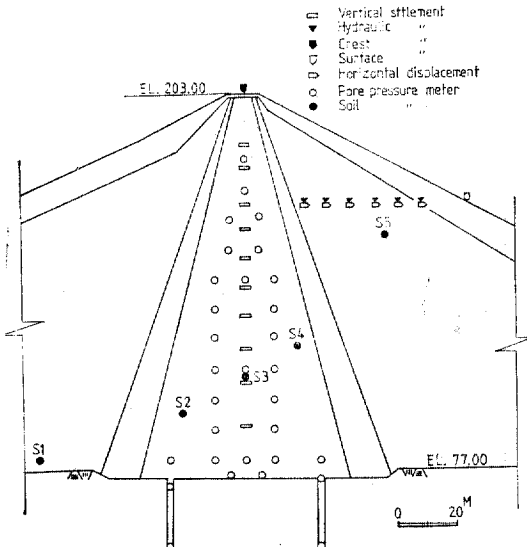


그림 2.1 Instrumentation at Maximum Cross Section (St. No. 12+7).

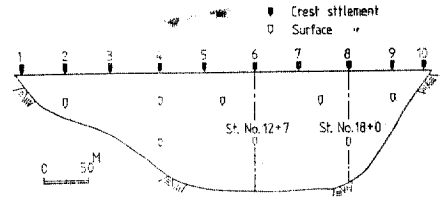


그림 2.2 Instrumentation and Valley Profile-Longitudinal Section.

心壁 中央部보다 조금 높은 위치에서 발생하였으며 1972年 12月 약 201cm를 나타내었다. 이것은 統一分類法으로 SC에 속하는 既存의 댐들과 비교할 때 상당히 큰 값이다.

(4) 水平 및 垂直變位 測定計器

水平 및 垂直變位測定計器는 水平으로 設置된 沈下測定計器와 같은 種類로서 砂礫部 및 捨石部의 3 個所에 각각 設置하였으며 6 대의 mover를 포함하고 있다. 本댐에서는 그밖에 그림 2.2와 같이 댐마루 沈下 및 表面 沈下計를 設置하여 댐의 全般的인 거동을 測定할 수 있게 하였다.

3. 有限要素解析

3.1 Hyperbolic 모델

有限要素解析을 위해서는 무엇보다도 築堤材料의 應力-變形率 특성을 合理的으로 數值化하는 것이 가장 중요한 과제이다. 현재까지 발표된 應力-變形率 모델은 수없이 많으나 그중 대표적인 모델로 Green 모델⁽⁸⁾, Hypoelastic 모델⁽¹⁹⁾, Hyperbolic 모델⁽⁶⁾, Cam clay 모델⁽¹⁷⁾, Cap 모델⁽⁵⁾, Plastoelastic 모델⁽¹⁵⁾ 등이 있다. 그러나 대부분의 모델들이 數值化하는 과정에서 불가피한 가정조건으로 인하여 특정한 土質 및 局部的인 應力の 범위내에서만 그 타당성이 입증되고 있을 뿐 실제 通用에는 많은 어려움이 따른다. 그동안 문헌조사를 통하여 각 모델이 댐의 거동해석에 適用된 例를 검토한 결과 hyperbolic 모델이 비교적 土質의 變化에 따른 파라미터의 결정이 容易할 뿐만 아니라 既存의 댐들에 대한 거동해석이 만족스럽다는 것을 알게 되었다.

Kondner⁽¹²⁾는 삼축압축시험 결과에서 얻은 應力-變形率 曲線이 포물선과 비슷함을 발견하여 다음과 같은 hyperbolic 모델을 提案하였다.

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\epsilon}{\frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad (3.1)$$

여기서

$(\sigma_1 - \sigma_3)$: 主應力差
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$: 極限主應力差
 ϵ : 變形率

E_i : 初期 接線變形率

위 式의 hyperbolic 모델은 그림 3.1 과 같이 非線形으로 나타내므로 數值解析을 위해 다음과 같이 變形하면 應力-變形率 曲線을 線形化할 수 있다. (그림 3.2 참조)

$$\frac{\epsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} = \frac{1}{E_i} + \frac{\epsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (3.2)$$

應力과 變形率은 拘束應力에 따라 變化하므로 Duncan 과 Chang⁽⁶⁾은 이러한 應力에 의존하는 初期 接線變形係數 E_i 를 다음과 같이 定하도록 提示하였다.

$$E_i = K \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3.3)$$

여기서

K : 變形係數 整數(modulus number)

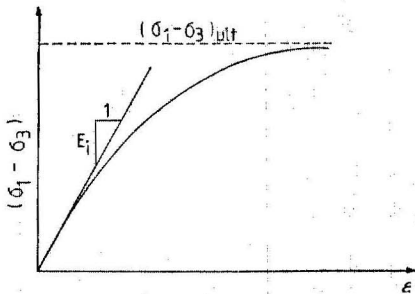


그림 3.1 Real Hyperbolic Representation of a Stress-Strain Curve.

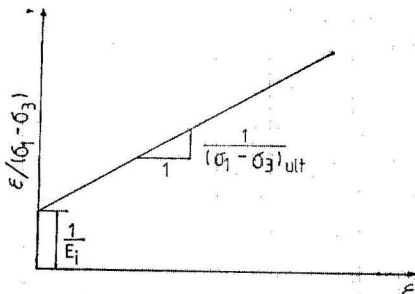


그림 3.2 Transformed Hyperbolic Representation of a Stress-Strain Curve.

p_a : 大氣壓

σ_3 : 最小主應力

n : 變形係數 指數

極限狀態에서 主應力差와 破壞狀態에서의 主應力差는 土質에 따라 다르며 그 비율은 다음과 같이 定義한다.

$$R_f = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}} \quad (3.4)$$

여기서

R_f : 破壞比(failure ratio)

$(\sigma_1 - \sigma_3)_f$: 破壞主應力差

式 (3.4)의 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ 는 다음과 같은 Mohr-Coulomb 의 포락선으로부터 쉽게 구할 수 있다.

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cdot \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi}{1 - \sin\phi} \quad (3.5)$$

여기서

c : 粘着力

ϕ : 剪斷抵抗角

式 (3.1)을 變形率로 微分하고 式(3.3), (3.4), 및 (3.5)에 각각 대입하여 정리하면 다음과 같이 接線變形係數, E_i 에 대한 式을 얻을 수 있다

$$E_i = \left[1 - \frac{R_f (1 - \sin\phi) (\sigma_1 - \sigma_3)}{2c \cdot \cos\phi + 2\sigma_3 \sin\phi} \right]^2 \cdot K \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^n \quad (3.6)$$

대부분의 흙은 應力에 依存하여 體積變化를 일으키는데 이것을 정확히 豫測하기가 대단히 어렵는. Duncan⁽⁶⁾은 처음에는 tangent poisson의 비로 이러한 體積變化를 나타내어 사용하였으나 파라미터의 數가 많고 初期의 密度 및 含水比에 따른 變化의 폭이 크다는 것을 알고 그 이후에 다음과 같이 體積係數, B 를 써 이 變化를 拘束應力에 의한 函數로 표시하였다.

$$B = K_b \cdot p_a \left(\frac{\sigma_3}{p_a} \right)^m \quad (3.7)$$

여기서

K_b : 體積係數 整數

m : 體積係數 指數

위의 式 (3.2)~(3.7)에서 보인 바와 같이 흙의 非線型變形舉動은 hyperbolic 모델을 써서 線型으로 取扱할 수 있게 되었다. 그러면 흙의 應力-變形 關係는 一般의인 Hooke의 法則을 다르므로 壤이 plane strain의 應力狀態에 있다고 假

定하면 이것을 다음 式으로 表示할 수 있다.

$$\begin{Bmatrix} \Delta\sigma_x \\ \Delta\sigma_y \\ \Delta\tau_{xy} \end{Bmatrix} = \frac{3B}{9B-E} \begin{Bmatrix} (3B+E)(3B-E) & 0 \\ (3B-E)(3B+E) & 0 \\ 0 & 0 & E \end{Bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta\varepsilon_x \\ \Delta\varepsilon_y \\ \Delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (3.8)$$

여기서

$\Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\tau_{xy}$: 應力増分

$\Delta\varepsilon_x, \Delta\varepsilon_y, \Delta\gamma_{xy}$: 變形率増分

B : 體積係數 (bulk modulus)

E : 영係數

3.2 Hyperbolic 파라미터의 決定

Hyperbolic 모델에 사용되는 파라미터는 재래의 삼축압축시험으로부터 쉽게 구할 수 있다. 昭陽江댐의 경우 産業基地開發公社에서 삼축압축 시험(UU 시험)을 실시하여 표 2.2와 같이 剪斷強度는 測定되었으나 應力-變形率 關係曲線은 찾을 수 없었다. 그러나 hyperbolic 모델의 파라미터는 다른 모델에 비하여 간접적 추정 가능성이 뿐만 아니라 既存의 댐들에 대한 資料를 用할 수 있다. Duncan⁽⁶⁾은 統一分類法으로 分類한 흙의 乾燥密度 및 含水比와 hyperbolic 파라미터와의 相關性을 提示하였고 Marachi⁽¹⁴⁾는 捨石材料의 粒度分布에 따른 應力-變形率關係를 밝혔다. 이들이 提示한 相關關係와 표 2.2에 나타난 昭陽江댐 提體의 品質管理試驗結果를 基礎로 hyperbolic 파라미터를 推定하면 표 3.1과 같다.

3.3 有限要素 Mesh

有限要素解析에 있어서 提體를 몇개의 層으로 나누어 계산하는가에 따라 結果에 많은 영향을 주게 된다. 一般적으로 層의 두께를 얇게 할수록 精確한 結果를 얻을 수 있으나 컴퓨터계산시간에 따른 경제성 때문에 層을 一定한 數로 줄일

표 3.1 Nonlinear Hyperbolic Parameter

Zone	K	n	R _t	K _b	m
Core	150	0.6	0.7	75	0.5
S&G	600	0.4	0.7	175	0.2
Rockfill	500	0.4	0.7	100	0.2

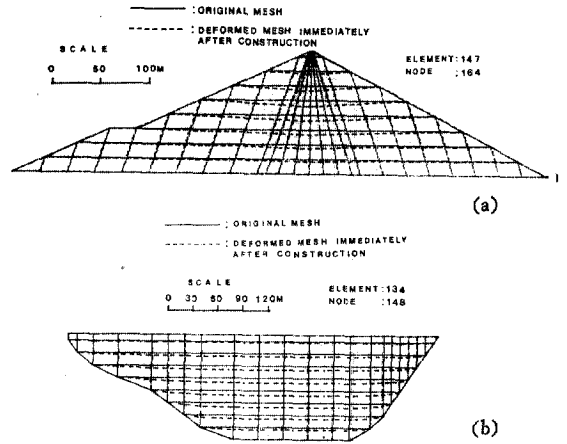


그림 3.3 Finite Element Mesh (a) Maximum Section, (b) Longitudinal Section.

필요가 있다. 그러나 層의 數를 너무 줄어 盛土層의 두께를 두껍게 하면 앞에서 盛土된 層의 壓縮으로 뒤에 새로 盛土되는 層의 天端變位가 실제보다 크게 變形되는 效果를 가져오므로 Clough와 Woodward⁽⁴⁾는 減少係數(reduction factor)를 사용하여 층의 數가 해석 結果에 크게 영향을 주지 않게 하였다. 本研究에서도 감소계수를 사용하고 최대단면과 중단면에 대해 有限要素로 나누었는데 그림 3.3은 9개층, 147개의 有限要素로 나누는 최대단면과 중단면의 mesh를 보인다.

3.4 컴퓨터 프로그램

현재까지 提體의 應力과 變形의 有限要素解析에 적용하도록 개발된 프로그램은 ISBILD, SOLID SAP, FEADAM 등이 있으며 本研究에서 적용된 프로그램은 FEADAM 이다. 이것은 1969年 Kulhaway⁽¹³⁾등이 개발한 ISBILD를 근거로 1980年 Duncan⁽⁷⁾등이 體積係數, 接線變形係數, 彈性除荷係數 및 還元接線變形係數의 결정에 대한 새로운 基準을 설정하고 節點으로 humped surface를 定義한 修正프로그램이다.

4. 豫測値와 實測値의 比較分析

4.1 鉛直變位(沈下)

提體를 段階의으로 축조함에 따라 이미 축조된 부분은 그 위에 놓이게 되는 흙의 荷重 때문에 沈下가 생긴다.

그림 4.1은 最大斷面の 心壁部分에 대하여有

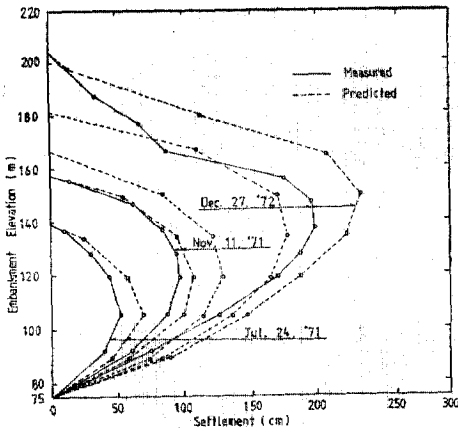


그림 4.1 Settlement Profile of Core Zone at Maximum Cross Section.

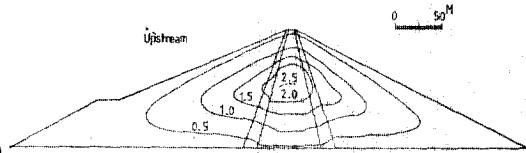


그림 4.2 Settlement Contours at Maximum Cross Section (m).

限要素解析에 의한 豫測値와 實測値를 完工時까지의 任意時間에 대해 표시한 것이다. 댐이 完工에 가까왔을 때(1972年 12月)의 測定値에 의하면 最大沈下量이 201 cm를 기록하였으나 有限要素解析結果는 224 cm를 나타내었다. 이 값들은 各各 土被荷重 13.4 kg/cm²에 대한 變形率 3.2% 및 3.6%를 意味하며 이 比率는 同一한 盛土材料를 사용한 既存의 다른 댐들에 비해 상당히 큰 값이라는 것을 알게 되었다. 따라서 昭陽江댐材料의 壓縮性은 다른 댐보다 크다고 말할 수 있다.

心壁 이외의 部分에 대해서도 沈下量이 계산되었는데 이 量을 같은 값끼리 連結하면 그림 4.2와 같이 等變位線으로 圖示할 수 있다. 이 그림을 보면 中央보다 약간 頂부분에서 最大 값이 나타난 것을 알 수 있다.

그림 4.3은 最大斷面上의 임의의 鉛直面에서의 沈下를 보인 것으로서 上流와 下流側 모두 中央部와 비슷한 모양의 分포를 나타내고 있다. 여기서 實線은 댐 完工時까지의 沈下量이고 點線은

담수시 水壓으로 인한 沈下量이다. 담수는 一時에 計劃滿水位까지 되는 것으로 가정하였으며, 이 그림에서 보면 담수로 인한 수직변위는 完工時에 비해 미소하다는 것을 알 수 있다. 그림 4.4는 最大斷面에서 各 節點의 變位를 보인 것으로서 同一한 上載荷重을 받는다 하더라도 材料에 따라 沈下量은 달라진다는 것을 쉽게 알 수 있다. 즉, 沈下는 心壁에서 가장 많이 일어났으며 필터에서는 이보다 작은데 이것은 心壁材料에 비하여 필터材料가 상대적으로 견고하기 때문이다. 여기서 그림 4.4와 4.5의 變位는 鉛直 및 水平變位가 同時에 포함되어 있다는 것을 留意해야 한다.

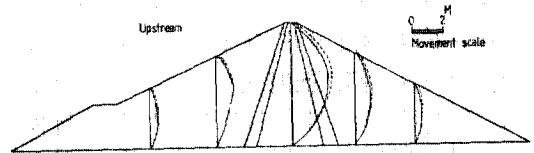


그림 4.3 Vertical Movements at Maximum Cross Section during Construction Period and First Reservoir Filling.

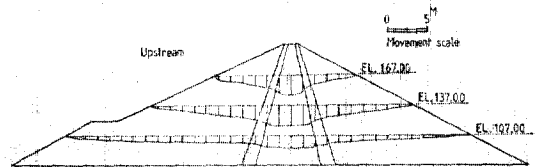


그림 4.4 Deformation at Maximum Cross Section.

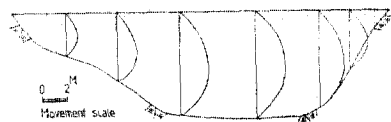


그림 4.5 Deformation of Core Zone along Longitudinal Direction.

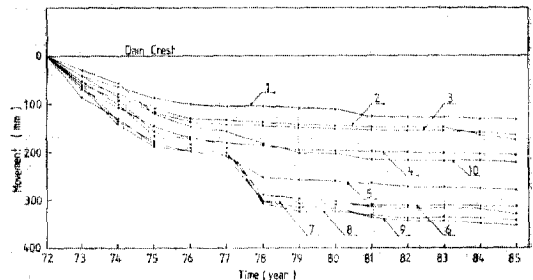


그림 4.6 Vertical movements at Dam Crest

그림 4.5는 縱斷을 따라 有限要素法으로 沈下를 豫測한 것으로서 中央部에서 가장 많이 沈下하였고 兩岸으로 갈수록 沈下對象層이 얇아져 沈下量은 점점 감소하는 경향을 나타내었다. 앞서 言及한 바와 같이 縱斷面의 댐마루에는 10개의 計器를 설치하여 댐마루의 沈下를 測定할 수 있게 하였으며 그림 4.6은 測定計器에 의한 댐마루 沈下量을 年度別로 표시한 것이다. 澁完工後 2年後에 最大 13.0 cm, 5年後에 最大 20.4 cm를 각각 기록하였고 그 다음 해인 1978年에 計器 6, 7, 8 및 9의 位置에서 급격한 沈下가 일어났다. 水文記錄으로부터 1978年의 年度別 最低水位(R.L 151.93) 및 最高水位(R.L 188.41)의 變動이 다른 年度에 비하여 대단히 크다는 것을 發見하였으나 이것이 異常沈下의 主要原因인 것은 아닌 것 같다. 1978年 이후부터는 沈下量의 增加는 극히 微少하다.

4.2 水平變位

垂直 및 水平變位 測定計器는 澁下流側 標高 167m에 6個를 설치하였으며 그림 4.7은 1972年 10월에 測定한 水平變位를 豫測値와 비교한 것인데 서로 잘 一致하지 않는다. 測定計器는 zone 3, 4 및 5에 각각 設置되었기 때문에 서로 다른 材料의 壓縮特性의 相異와 各 zone의 材料의 非均質性이 그 原因인 것으로 생각된다. 그림 4.7에 나타난 바와 같이 澁 水平變位量은 完工後 捨石部에서 最大 21.6 cm, 1年後인 1973年에 24.7 cm를 각각 기록하였으나 그후 1974년부터 현재까지 거의 停滯狀態를 維持하고 있다. 그림 4.8은 최대斷面에 대하여 有限要素법으로 해석한 結果를 근거로하여 그린 等水平變位 contour이다. 여기서 負의 기호는 上流側으로의 變位를 가르킨다. 이 그림을 보면 水平變位는 澁의 心壁部分을 中心으로 하여 兩側으로 發生했음이 分明하다. 그림 4.9는 縱斷面상의 水平變位를 표시한 것으로서 中央보다 兩岸으로 갈수록 變位가 크게 나타났으며 특히 右岸 中間부근에서 가장 큰 變位가 나타난 것을 留意할 수 있다. 그림 4.10은 澁마루에서의 水平變位를 표시한 것으로서 澁完工 2年後 最大 5 cm, 5年後에는 最大 8 cm를 각각 기록하였고 1977年과 1978年 사이에 2個 測點에서 급격한 변

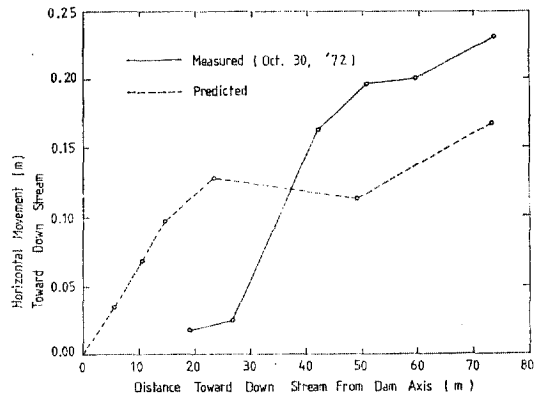


그림 4.7 Horizontal Movements Profile at Elevation 167.00

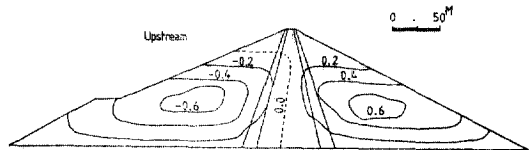


그림 4.8 Horizontal Movement Contours at Maximum Cross Section During Construction(m).

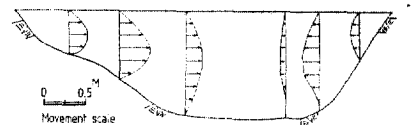


그림 4.9 Horizontal Movements at Longitudinal Section.

형이 생겼는데 그림 4.6의 沈下曲線에서도 같은 現象이 생겼다는 것은 이미 言及하였다. 그림 4.11은 最大斷面에서의 變位벡터와 表面變位를 각각 圖示한 것으로서 澁 上流 및 下流側의 下段部에서 變位벡터가 크게 回轉하고 있음을 알 수 있는데 이것은 捨石部의 垂直沈下보다 水平變位가 우세함을 입증하고 있다.

4.3 鉛直應力 및 水平應力

有限要素解析結果에 의한 鉛直應力 및 水平應力을 그림 4.12 및 그림 4.13과 같이 각각 等壓線으로 표시하였다. 이 그림을 보면 同一水平面上에서 心壁部의 垂直應力 또는 水평應力은 필터部의 그것과 현저히 다르다는 것을 알 수 있다. 心壁의 中央部에 있어서 鉛直應力은 上載荷重의

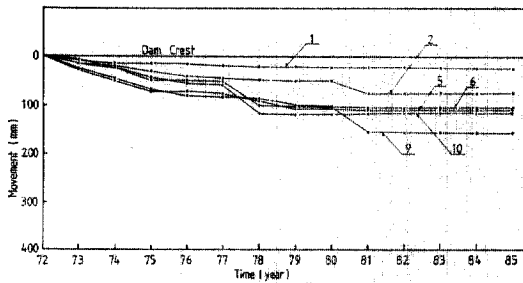


그림 4.10 Horizontal Movements at Dam Crest.

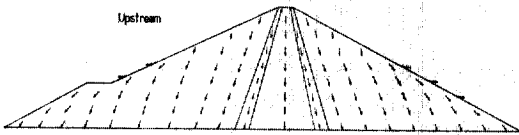


그림 4.11 Displacement Vectors and Surface Movements Cross Section.

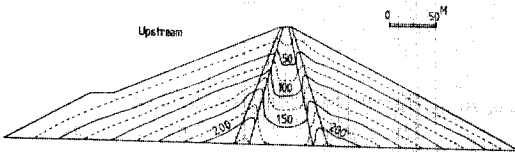


그림 4.12 Vertical Stress Contours at Maximum Cross Section (t/m^2).

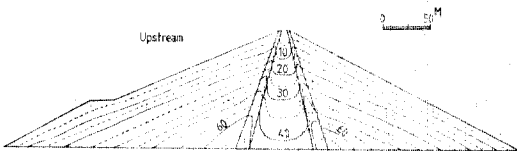


그림 4.13 Horizontal Stress Contours at Maximum Cross Section (t/m^2).

76%에 지나지 않는데 이것은 상대적으로 견고한 필터材料 사이에 낀 粘土의 arching 效果 때문에 연직응력이 減少된 것으로 판단된다. 心壁에 있어서는 最大主應力의 方向과 鉛直應力의 方向이 서로 一致하고 있으나 捨石部에서는 약 40° 가까이 回轉한 것으로 豫測되었다. 같은 댐 높이에서 最大應力은 필터部에서 발생하였으며 心壁部에 비하여 全般的으로 약 40% 정도의 큰 값을 가지고 있다.

4.4 土壓 및 間隙水壓

堤體內에는 豫想滑動面 (그림 2.9)을 따라 그림 2.1과 같이 多面土壓計를 설치하였다. 그림

4.14와 그림 4.15는 鉛直面 및 側面土壓의 豫測値와 實測値를 각각 비교하여 표시한 것이다, 그림 4.14에서 土壓計 S3 및 S4의 경우, 鉛直土壓이 각각 $18.6 t/m^2$, $16.3 t/m^2$ 으로 測定되었는데 이 값은 각 측정의 上載荷重의 각각 9.8% 및 10.4% 밖에 되지 않아 測定에 問題點이 있음을 발견하였다. 多面土壓計는 1個의 水平土壓面과 6個의 鉛直 및 傾斜面 각각의 電氣檢測 코드가 연결되어 있으므로 鉛直土壓코드를 잘못 연결하면 側面土壓이 測定될 수 있다. 이와 같은 過誤는 施工中인 重裝備에 의해 각 코드가 들어 있는 케이블이 끊어져서 다시 이었다고 가정했을 때 발생할 수 있다. 그림 4.15의 側面土壓의 경우 實測値에 의한 曲線과 測定値 修正曲線은 서로 接近함을 보이고 있다.

間隙水壓計는 그림 2.3과 같이 설치되었으며 實測値에 의한 間隙水壓比는 건설기간중에 最高 70%까지 상승하였으나 堤體가 完工된 1972年 12月에는 약 40%까지 감소하는 경향을 보였고

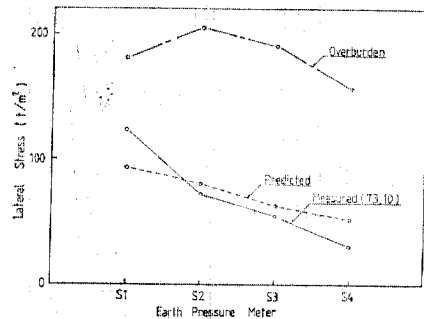


그림 4.14 Measured and Predicted Vertical Earth Pressure (St. No. 12+7).

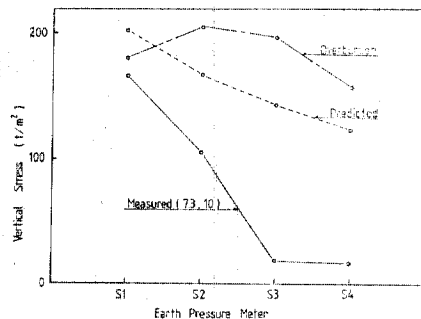


그림 4.15 Measured and Predicted Lateral Earth Pressure (St. No. 12+7)

그 후 5년이 경과한 1977년에는 약 20%까지 감소하였다. 댐 完工後 最高水位를 기록한 1984年 9月 이후 잠시 약간의 變化를 보였을 뿐 현재까지 安定된 값을 維持하고 있다.

5. 結 論

昭陽江댐의 거동을 hyperbolic 모델을 이용한 非線型增加 有限要素解析方法으로 豫測하고 이것을 測定計器에 의한 實測値와 比較分析하였다. 그 결과는 다음과 같다.

(1) 건설기간중 임의위치에서의 침하량은 예측치와 실측치가 서로 잘 一致하였다. 最大沈下는 堤體의 中央部에서 발생하였으며 豫測値 224 cm, 實測値 201 cm 이다.

(2) 標高 167 m에서 最大水平變位는 豫測値 16.0 cm, 實測値 21.6 cm로서 豫測値가 實測値보다 작게 나타났고, 임의위치에서의 變位도 두 값이 잘 일치하지 아니하였다. 材料의 非均質性 岩石材料의 hyperbolic 파라미터의 적절하지 못한 추정 등이 그 원인이 아닌가 생각된다.

(3) 댐 完工後 湛水에 의한 應力과 變形은 건설기간중에 발생한 값에 비하여 대단히 작아서 댐의 應力變位의 거동에 크게 영향을 주지 않은 것으로 보인다.

(4) 縱斷面上的 沈下는 댐 높이의 중앙에서 크고 水平變位는 兩岸으로 갈수록 크다. 水平變位는 左岸보다도 右岸 부근에서 큰 값을 보였다.

(5) 댐마루의 鉛直 및 水平變位는 1977년에 갑작스런 增加를 보였으나 그 후 安定되었고 현재 거의 停止狀態에 머물고 있다. 水文記錄으로부터 1977년에는 심한 수위변동이 있었음을 알게 되었는데 이것이 異常變位의 한 原因이 된 것 같다.

(6) 필터材料는 그 사이에 긴 점토에 비해 견고한 特性 때문에 arching 效果가 발생하였으며 이로 인하여 心壁 中央部의 鉛直應力은 上載荷重의 약 76%(推定値)까지 감소되었다. 실측치는 이보다 훨씬 더 減少되었다.

(7) 最大鉛直應力은 필터部에서 발생하였으며 心壁部에 비하여 全般的으로 약 40% 정도 큰 값을 보였다.

(8) 心壁材料의 最大主應力과 鉛直應力의 方

向은 서로 一致하였으나 捨石材料의 最大主應力은 最高 40° 정도까지 鉛直面에서 바깥쪽으로 回轉한 것으로 나타났다.

(9) 湛水時 最小主應力을 滿水時의 靜水壓과 比較할 때 心壁의 上部에서는 靜水壓이 最小主應力보다 크게 나타난 것을 알게 되었다.

(10) 土壓의 實測値는 異常的으로 작은 값을 보여 結果의 신빙성이 희박한 것으로 판단된다.

(11) 間隙水壓比는 건설기간중에 最大 70%를 나타내었으나 시간이 경과함에 따라 점차적으로 消散되어 댐 完工時에는 약 40%를 보였고 最大水位를 기록한 1984年 9月 이후에는 약간의 變動이 있었을 뿐 40% 內외의 安定된 값을 유지하고 있다.

感謝의 말

本研究의 實測値分析에 도움 말씀을 주신 產業基地 開發公社의 金 瑗泰 部長님과 金 在圭 課長님, 그리고 댐 管理部 關係者 여러분에게 深甚한 謝意를 表하며 아울러 프로그램 遂行에 수고를 아끼지 않은 申昇穆君에게 깊은 感謝를 드린다.

參 考 文 獻

1. Bricknell, R.G., "Shear Stresses in Batters", *New Zealand Engineering*, Vol. 17, No. 1, 1962, pp. 17~21.
2. Brown, C.B. and King, I.P., "Automatic Embankment Analysis: Equilibrium and Instability Conditions", *Geotechnique*, Vol. 16, No. 3, January, 1966, pp. 209~219.
3. Clough, R.W., "The Finite Element Method in Plane Stress Analysis", *Proceedings, 2nd Conference on Electronic Computation, ASCE*, Pittsburg, 1960, pp. 345~377.
4. Clough, R.W. and Woodward, R.J., "Analysis of Embankment Stresses and Deformations", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 93, No. SM4, July, 1967, pp. 529~549.
5. DiMaggio, F.L., and Sandler, I.S., "Material Model for Granular Soils", *J. Eng. Mech. Div., ASCE*, Vol. 97, No. EM3, 1971, pp. 635~950.

6. Duncan, J.M., and Chang, C.Y., "Nonlinear Analysis of Stress-and Strain in Soils", *J. Soil Mech. Found. Div., ASCE*, Vol. 96, No. SM5, Sept. 1970, pp. 1629~1653.
7. Duncan, J.M., Byrne, P., Wong, Kai S. and Marbry, P., "Strength, Stress-Strain and Bulk Modulus Parameters for Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Soil Masses", *Report*, No. UCB/GT/80-01, University of California, Berkeley, 1980.
8. Eringen, A.C., *Nonlinear Theory of Continuous Media*, McGraw Hill Book Company, New York, 1962.
9. Finn, W.D. L., "Static and Seismic Behavior of an Earth Dam", *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 4, No. 1, February, 1967, pp. 28~37.
10. Goodman, L.E. and Brown, C.B., "Dead Load Stresses and the Instability of Slopes", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 89, No. SM3, May, 1963, pp. 103~134.
11. Kim S.K., Kim, W.T., "Dam Engineering in Korea", *Proc. Int., Symposium, AIT, A.S. Balasubramaniam, Yudhbir, A. Tomiolo, J.S. Younger, (Eds.) Bangkok, Dec. 1980.* pp. 387~392.
12. Kondner, R.L. and Zelasko, J.S., "A Hyperbolic Stress-Strain Formulation for Sand", *Proceedings, 2nd Pan-American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Rio de Janeiro, 1963, pp. 289~324.
13. Kulhawy, F.H., Duncan, J.M. and Bolton Seed, H., "Finite Element Analyses of Stresses and Movements in Embankments during Construction", *Report*, No. TE-69-4, University of California, Berkeley, 1969.
14. Marachi, N.D., Chan, C.K. and Seed, H.B., "Evaluation of Properties of Rockfill Materials", *Proceedings, ASCE*, Vol. 98, No. SM1, 1972, pp. 95~114.
15. Mroz, Z., "On the Description of Anisotropic Work Hardening", *J. Mech. Phys. Solids*, vol. 15, 1967, pp. 163~175.
16. Richards, R., Jr. and Schmid, W.E., "Body-Force Stresses in Gravity Structures", *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol. 94, No. SM1, January, 1968, pp. 205~229.
17. Roscoe, K.H., and Burland, J.B., "On the Generalized Stress-Strain Behavior of Wet Clay", in *Engineering Plasticity*, J. Heyman and F.A. Leckie(Eds.), Cambridge University Press, Cambridge, 1968, pp. 535~609.
18. Terzaghi, K., "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley and Sons, New York, 1943, pp. 406~409.
19. Truesdell, C., "Hypoelasticity", *J. Ration. Mech. Anal.*, Vol. 4, 1955, pp. 83~133.
20. Turner, M.J., Clough, R.W., Martin, H.C. and Topp, L.J., "Stiffness and Deflection Analysis of Complex Structures", *Journal of Aeronautical Sciences*, Vol. 23, No. 9, September, 1956, pp. 805~823.
21. 金翔圭, 林熙大, 申昇穆, "建設期間中[昭陽江댐] 堤體의 應力과 變形에 대한 有限要素解析," 大韓土木學會 學術發表會 概要集, 1985, pp. 498~503.
22. 산업기지개발공사, "소양강 다목적댐 최종기술보고서," 1974.

(接受 : 1987. 2. 17)