

# GRS-RW 보강토벽체 공법의 준3차원 안정해석

Quasi-Three Dimensional Stability Analysis of the Geosynthetic-Reinforced  
Soil Retaining Wall System

김 홍 태* <sup>1</sup>	방 윤 경* <sup>2</sup>
Kim, Hong - Taek	Bang, Yoon - Kyung
박 준 용* <sup>3</sup>	최 두 호* <sup>4</sup>
Park, Joon - Yong	Choi, Doo - Ho
이 형 규* <sup>5</sup>	윤 기 응* <sup>6</sup>
Lee, Hung - Kyu	Youn, Ki - Woong

---

## Abstract

In the present study, a method of quasi-three dimensional stability analysis is proposed for a systematic design of the GRS-RW(Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall) system based on the postulated three dimensional failure wedge. The proposed method could be applied to the analysis of the stability of both the straight-line and cuve-shaped areas with skew reinforcements. Maximum earth thrust expected to act on the rigid face wall is assumed to distribute along the depth, and wall displacements are predicted based on both the assumed compaction-induced earth pressures and one dimensional finite element method of analysis. For a verification of the procedure proposed in the present study, the predicted wall displacements are compared with those obtained from the RMC tests in Canada and the FHWA tests in U.S.A. In these comparisons the wall displacements estimated by the methods of Christopher et al. and Chew & Mitchell are also included for further verification. Also, the predicted wall displacements for the convex-shaped zone reinforced with skew reinforcements are compared with those by FLAC<sup>3D</sup> program analyses. The assumed compaction-induced earth pressures evaluated on the basis of the proposed method of analysis are further compared with the measurements by the FHWA test wall. A parametric study is finally performed to investigate the effects of various design parameters for the stability of the GRS-RW system

- 
- \*1 정희원, 홍익대학교 공과대학 토목공학과 교수
  - \*2 정희원, 대원전문대학 토목과 조교수
  - \*3 현대엔지니어링(주)
  - \*4 동신기술개발(주)
  - \*5 정희원, 서일대학 토목과 조교수
  - \*6 상지택솔(주)

## 요 지

본 연구에서는, GRS-RW 보강토벽체 공법에 대한 안정해석법의 체계화를 위해 3차원 예상 파괴 흩쇄기를 가정하여, 직선부 구간 뿐만 아니라 특히 편기각 보강재가 설치되는 곡선부 구간에 대해 적용 가능한 준3차원 안정성 평가기법의 제시가 이루어 졌다. 아울러, 본 연구 제시 안정해석법에 의해 평가되는 작용토압합력을 다짐토압 분포형태로 가정하여, 1차원 유한요소해석을 이용한 전면벽체의 변위예측기법을 제시하였다. 또한 제시된 전면벽체 변위예측기법의 타당성을 확인하기 위해, 캐나다의 RMC 및 미국의 FHWA에서 시행한 시험결과와 본 연구 제시기법에 의한 예측치를 서로 비교하였으며, 본 비교에는 기존의 보강토벽체 발생변위 평가방법인 Christopher 등의 방법 및 Chew & Mitchell의 방법 등을 토대로 한 예측치도 추가 검토상의 목적으로 포함하였다. 또한 편기각 보강재가 설치되는 블록형태 곡선부 구간에 대해서, 본 연구 예측치와 FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석결과와의 비교를 통해, 본 연구 변위예측기법의 신뢰성 검증이 추가로 이루어 졌다. 이외에도, 본 연구 제시 안정해석법에 의해 평가되는 전면벽체의 작용토압합력을 깊이별 다짐토압 분포형태로 가정한 기법의 타당성 확인을 위해, FHWA에서 제시한 발생토압 측정결과와 서로 비교하였다. 아울러 다양한 관련 설계변수가 GRS-RW 보강토벽체의 안정성에 미치는 영향등을 분석하였다.

Keywords : GRS-RW system, Quasi-three dimensional stability analysis, Rigid facing wall, Compaction pressure distribution, Wall deformation, 1-D FEM.

### 1. 서 론

최근에 들어, 기존의 일반적인 토목섬유 보강토벽체 공법과는 달리 전면벽체를 두께 30cm 정도의 현장타설 철근콘크리트로 처리하고 뒤채움 내부의 설치보강재 길이를 크게 감소시킨, 이른바 GRS-RW 보강토벽체 공법(Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall System)이 Tatsuoka 등(1989)에 의해 제시된 바 있다. 본 공법은 일본의 경우 도시철도 확장구간등에 적용된 실제의 시공사례가 있으며(Doi 등, 1994 ; Kanazawa 등, 1994), 주된 특징은 짧은 길이의 보강재를 이용한 협소한 도심지 공간의 적극적 활용 측면과 시공완료후 전면벽체 변위량이 비교적 작게 유발되는 점 등이다. 또한 GRS-RW 보강토벽체 공법의 안정해석과 관련하여 수행된 연구로는, Horii 등(1994)이 2차원 한계평형해석을 통해 최종적인 시공이 완료된 시점의 안정성 평가방법을 제시한 정도이다.

본 연구에서는, GRS-RW 보강토벽체 공법에 대한 해석상의 진일보 및 체계화에 주안점을 두었으며, 이를 위해 3차원 예상 파괴흩쇄기를 가정하여, 직선부 구간 뿐만 아니라 특히 편기각(skew angle) 보강재가 설치되는 오목형태(concave-shaped) 또는 볼록형태(convex-shaped)의 곡선부 구간(그림 1)에 초점을 맞춰 이에 적용 가능한 준3차원 안정성 평가기법의 제시가 이루어 졌다. 아울러 본 연구 제시 안정해석법에 의해 평가되는 작용토압합력을 깊이별 다짐토압 분포형태로 가정하여, 1차원 유한요소해석을 토대로 한 전면벽체의 발생변위 예측기법을 제시하였다.

그림 1에 개략적으로 명시된 곡선부 구간의 경우와는 달리, 직각 모서리 부분등 특수한 형태의 편기각 보강재 설치지역에 대한 3차원 안정해석법은 참고문헌 1 및 17을 통해 기 제시한 바 있다.

또한 본 연구에서 제시된 전면벽체 발생변위 예측기법의 타당성을 확인하기 위하여, 키

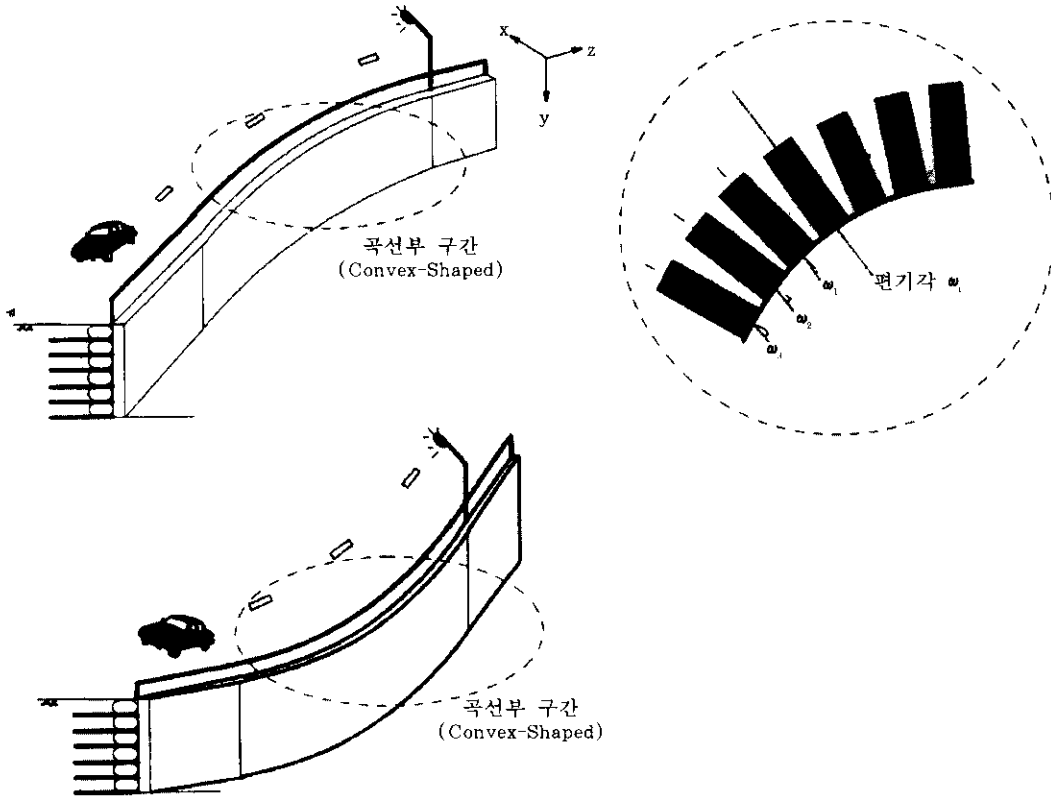


그림 1. GRS-RW 보강토벽체 개요

나다의 RMC 및 미국의 FHWA에서 시행한 시험결과와 본 연구 제시기법에 의한 예측치를 서로 비교하였으며, 본 비교에는 기존의 보강토벽체 발생변위 평가방법인 Christopher 등의 방법 및 Chew & Mitchell의 방법 등을 토대로 한 예측치도 추가 검토상의 목적으로 포함하였다. 또한 편기각보강재가 설치되는 블록형태 곡선부 구간에 대해서, 본 연구 예측치와 FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석결과와의 비교를 통해 본 연구 변위예측기법의 신뢰성 검증이 이루어 졌다. 이외에도, 본 연구 제시 안정해석법에 의해 평가되는 전면벽체의 작용토압합력을 깊이별 다점토압 분포형태로 가정한 기법의 타당성 확인을 위해, FHWA에서 제시한 발생

토압 측정결과와 서로 비교하였다. 아울러 다양한 관련 설계변수가 GRS-RW 보강토벽체의 안정성에 미치는 영향등을 본 연구 제시 해석법을 토대로 분석하였다.

## 2. GRS-RW 보강토벽체 공법 개요

GRS-RW 보강토벽체 공법은 비교적 짧은 길이(1.5~3.0m 정도)의 토목섬유 보강재를 30cm정도의 연직간격으로 설치하고, 전면벽체를 폭 30cm 정도의 강성이 큰 일체식 철근콘크리트로 타설 하여 형성하는 공법으로서, 대표적인 시공과정을 도시하면 그림 2와 같다.

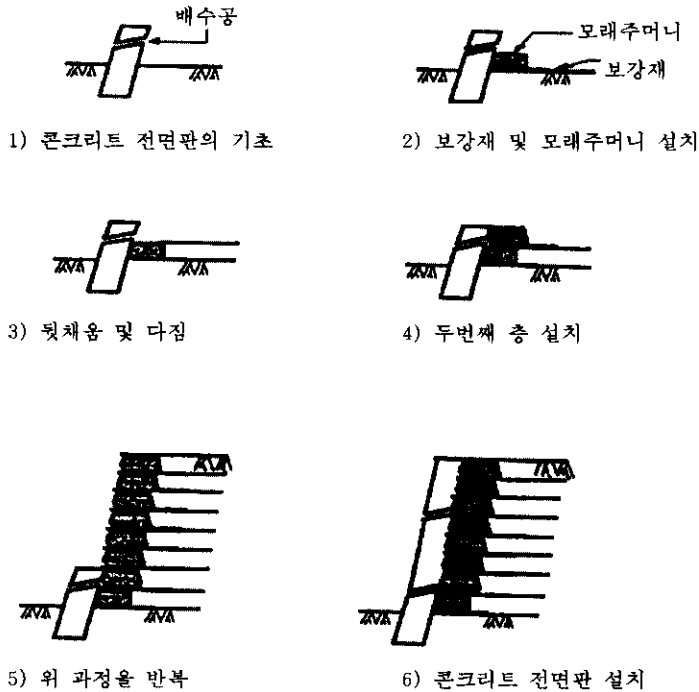


그림 2. GRS-RW 보강토벽체 공법의 시공과정 개요

그림 2에서, 편의상 철근콘크리트 전면벽체가 설치되기 이전까지를 '1단계 시공완료상태' (그림 2에서 과정 (5)까지의 시공완료상태)로, 최상부까지의 전면벽체 및 부대시설 등이 설치 완료된 상태를 '최종 시공완료상태'로 각각 정의하면, 예를 들어 확장구간 도시철도 및 부대시설 등에 의한 추가하중 및 이로 인한 추가토압이 작용하는 시점에는, 철근콘크리트 전면벽체가 저항능력을 발휘하게 되는 특징이 본 GRS-RW 보강토벽체 공법의 경우 예상된다. 즉 1단계 시공완료상태의 경우에는 확장구간 도시철도 등에 의한 추가하중의 영향은 받지 않고 단지 보강된 뒤채움토체 자중만에 대한 안정성 확보로 충분하고, 그 이후 확장구간 도시철도 등에 의한 추가하중 및 이로 인한 추가토압이 작용하게 되는 시점은 철근콘크리

트 전면벽체가 설치·완료된 최종시공 완료상태 이후의 경우로, 이 시점에는 전면벽체에 의한 저항역할이 추가로 예상되는 경우에 해당된다.

따라서 GRS-RW 보강토벽체 공법은 기존의 보강토벽체 공법에 비해, 1) 안정성 확보에 필요한 보강재의 길이가 크게 감소하여 기존 사면이나 제방 등의 절취량 및 뒤채움에 소요되는 흙의 양을 감소시킬 수 있고, 2) 비교적 소음, 진동이 적고 또한 경량인 시공장비를 이용해 인구밀집지역 등 도심지의 협소한 공간을 적극 활용함에 따른 공사비용의 절감 및 공사기간의 단축효과가 예상되며, 3) 기존의 보강토벽체 공법에서 종종 문제시 되던 전면부의 국부적인 변형발생 등에 따른 유지·보수의 어려움을 해결할 수 있고, 4) 방음벽, 난간 및 전

주기초 등 벽체상부에 부대시설의 설치가 용이할 뿐 아니라, 5) 강성이 비교적 큰 철근콘크리트 전면벽체의 저항효과에 의해 최종적인 발생변위량을 감소시키는 효과와 더불어, 국부적으로 평형상태가 유지되지 않더라도 하중이 하부 보강재에 전이되는 효과에 의해 전체적인 평형이 이루어 지게 되는 등 다양한 장점이 있는 공법으로 평가되고 있다(Horii 등, 1994 ; Doi 등, 1994 ; 館山 勝 등, 1993).

참고로, 일반적인 보강토벽체에서 안전율기준을 만족하는 보강재의 설계길이는 개략적으로 벽체높이의 70% 정도 이상인데 반하여, GRS-RW 보강토벽체의 경우에는 전면벽체의 안정성 확보를 위한 보강재의 소요길이는 벽체높이의 30 ~ 40% 정도의 수준으로 알려져 있다(Horii 등, 1994). 본 연구에서는 GRS-RW 보강토벽체 공법의 일반적인 시공과정(그림 2 참조)을 감안하여, 전면벽체가 시공되기 이전 단계, 즉 1단계 시공완료상태의 안정해석

법과, 전면벽체 시공완료후에 해당되는 최종 시공완료상태에 대한 안정해석법을 각각 구분하여 제시하였다.

### 3. GRS-RW 보강토벽체 공법의 안정해석법 및 변위예측기법 제시

#### 3.1 3차원 예상 파괴흄썩기의 형상 및 가정 사항

GRS-RW 보강토벽체의 경우 예상되는 3차원 파괴흄썩기의 형상은, Baligh & Azzouz (1975)가 끝단 효과(end effects)를 고려하는 3차원 사면안정해석 연구를 통해 제시한 결과를 참고로 하여 그림 3과 같이 가정하였다.

직선부 구간뿐만 아니라, 그림 1에 도시된 곡선부 구간의 경우에도 편기각 보강재는 일반적으로 중앙점을 기준으로 대칭형태로 설치되는 시공상의 특징을 감안하여, 본 연구에서는

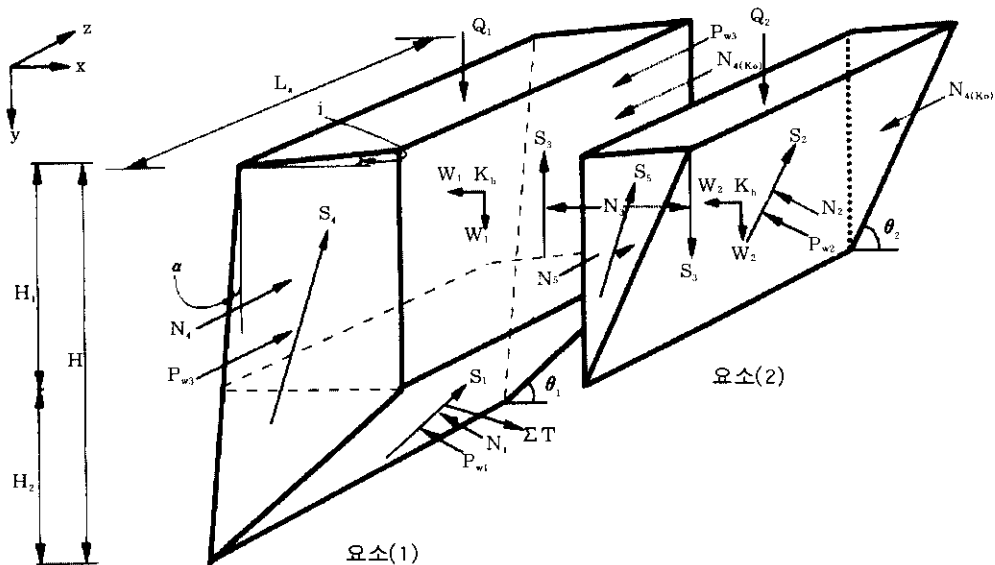


그림 3. 3차원 예상 파괴흄썩기 형상 및 요소(1)과 요소(2)에 작용하는 힘들

3차원 예상 파괴흙체기 전체의 반을 해석대상으로 하여(본 해석대상 구간의 z축 방향으로의 길이는, 그림 3에  $L_a$ 로 정의되어 있음), 대칭성을 고려한 안정해석법의 제시가 이루어 졌다. 또한 파괴형태에 대해서는 Romstad등(1978)이 제시한 'two body translation mechanism'을 토대로 그림 3에 도시된 해석대상 3차원 예상 파괴흙체를 두개의 토체로 분할하여, 보강재에 의해 보강된 토체는 요소(1)로, 비보강 토체는 요소(2)로 각각 정의하였다. 아울러 활동이 예상되는 파괴면의 형상은 두개의 직선형태로 가정하였으며, 보강된 토체 요소(1)과 비보강 토체 요소(2)의 예상파괴면 각도를 각각  $\theta_1$  및  $\theta_2$ 로 정의하고, 예상파괴면은 지표면까지 확장되는 것으로 가정하였다. 이 때  $\theta_2$ 의 크기는  $\theta_1$  보다는 크고 90° 보다는 작은 각도를 유지하는 것으로 가정하였다. 이외에도 본 연구 해석법에서는, 직선부 구간이 아닌, 오목형태 또는 볼록형태의 곡선부 구간 경우에는 각 보강재를 x-z 평면상에 투영시켰을 때 형성되는 선분이 x-y 평면과 이루는 각도를 편기각  $\alpha$ 로 정의하였다(그림 1 참조).

또한 본 연구에서는 편기각 보강재가 설치되는 곡선부 구간(그림 1 참조)의 경우에도, 3차원예상 파괴흙체기의 형상등은 직선부 구간의 경우와 동일한 것으로 가정하였고, 다만 편기각에 따른 보강재의 인장력 변화만을 추가로 고려하여 안정해석을 수행하였다. 아울러 3차원 끝단효과의 고려 측면에서, 그림 3의 예상 파괴흙체기 한쪽 끝면(x-y 평면)에 작용하는 전단력의 영향은 고려하였으나, 종방향(그림 3에서, z축 방향)으로는 수직력(주동 또는 정지 토압합력)의 부분적인 차이를 무시하여 작용력의 영향은 없는 것으로 가정하였다. 따라서, 본 연구 제시 안정해석법은 앞서 언급한 2가지 가정사항을 전제로 제시된 점을 감안할 때, 엄밀한 의미에서 준3차원(quasi-three dimensional) 안정성 평가방법으로 정의한다. 또한 강우시 및 지하수가 존재하는 경우, 요소(1)과 요소(2)의 예상파괴면에 작용이 예상되

는 침투수압의 영향을 포함하였다. x-y 평면상의 침투수압 크기는 참고문헌 1에 제시된 방법을 토대로 평가하였으며, 종방향을 따라서는 침투수압의 크기가 모두 동일한 것으로 가정하였다. 이외에도 힘들의 평형조건식에 Mohr-Coulomb 파괴규준을 추가로 적용하여 준3차원 한계평형 안정해석시 발생하는 부정정 문제를 해결하였다.

### 3.2 1단계 시공완료상태의 안정해석법

보강된 토체 요소(1) 및 비보강 토체 요소(2)에 작용하는 힘들의 평형조건식(x축 및 y축 방향)을 토대로, 수직력  $N_2$  및 전단력  $S_2$ 의 표현식을 정리하면 다음과 같다.

$$N_2 = \frac{[Q_2 + S_3 + W_2 - S_5] - W_2 \cdot k_h \cdot \tan\theta_2 + N_3 \cdot \tan\theta_2}{\sin\theta_2 \cdot \tan\theta_2 + \cos\theta_2} \quad (1)$$

$$S_2 = \frac{[Q_2 + S_3 + W_2 - S_5] \tan\theta_2 + W_2 \cdot k_h - N_3}{\sin\theta_2 \cdot \tan\theta_2 + \cos\theta_2} \quad (2)$$

여기서  $S_5$ 는 3차원 끝단 효과에 해당되는 전단력을 의미하며, 주동토압상태로 가정하여 평가되는 수직력  $N_5$ 를 토대로 결정된다.

또한, 토체자중등에 의한 활동력과 발휘되는 저항력이 서로 같아지는 한계평형상태를 정의하기 위해 Mohr-Coulomb 파괴규준을 적용하면, 예상파괴면을 따라 작용하는 활동력  $S_2$ 에 대응하는 저항력  $S_{2(R)}$ 은 다음과 같이 표현된다.

$$S_{2(R)} = (N_2 - P_{a2}) \cdot \tan\phi' + c' \cdot L_a \cdot \frac{H_a \cdot \cos i}{\sin(\theta_2 - i)} \quad (3)$$

위의 식 (3)에 포함된 지반강도정수  $\phi'$  및  $c'$ 은 Taylor 안전율 이론을 토대로 다음과 같이 평가된다.

$$c' = \frac{c}{FS_c}, \quad \tan\phi' = \frac{\tan\phi}{FS_\phi}$$

또한 보강된 토체 요소(1)과 비보강 토체 요소(2) 사이의 경계면에 작용하는 전단력  $S_3$

를 결정하기 위해, 수직력  $N_3$ 와 전단력  $S_3$  사이의 비(ratio)를 정의하는 계수  $\lambda(0.0 \leq \lambda \leq \tan \phi')$ 를 도입하면,  $\lambda$ 값은 식 (3)에 식 (1) 및 (2)를 대입하여 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$\lambda = [(W_2 + Q_2 - S_3) \cdot (\tan \phi' - \tan \theta_2) + (N_3 - W_2 \cdot k_h) \cdot (\tan \theta_2 \cdot \tan \phi' + 1) + \frac{c' \cdot L_a \cdot H_a \cdot \cos i}{\sin(\theta_2 - i) \cdot \cos \theta_2}] / [N_3 \cdot (\tan \theta_2 - \tan \phi')] \quad (4)$$

요소(2)의 경우와 동일한 방식에 의해 요소(1)에 작용하는 힘들의 평형조건식을 토대로 수직력  $N_1$  및 전단력  $S_1$ 의 표현식을 각각 정리하면,

$$N_1 = \frac{[Q_1 - S_3 + W_1 - S_4] - N_3 \cdot \tan \theta_1 - W_1 \cdot k_h \cdot \tan \theta_1}{\sin \theta_1 \cdot \tan \theta_1 + \cos \theta_1} \quad (5)$$

$$S_1 = \frac{[Q_1 - S_3 + W_1 - S_4] \cdot \tan \theta_1 + N_3 + W_2 \cdot k_h}{\sin \theta_1 \cdot \tan \theta_1 \cdot \cos \theta_1} \quad (6)$$

결국 예상파괴면에 작용하는 전체활동력  $S_D$ 는 아래의 식 (7)과 같이 나타낼 수 있으며, 이와같은  $S_D$ 에 대응하는 전체저항력  $S_R$ 은 요소(1) 및 요소(2)의 예상파괴면을 따라 발휘되는 저항력의 합이므로 아래의 식 (8)과 같이 최종 정리된다.

$$S_D = S_1 + S_2 \quad (7)$$

$$S_R = c' \cdot l + (N_1 + N_2 + N_4 + N_{4(k_0)} + N_5 + N_{5(k_0)}) \cdot \tan \phi' + \sum T \quad (8)$$

여기서,

$$l = L_a \cdot \frac{H_a \cdot \cos i}{\sin(\theta_2 - i)} + L_b \cdot \frac{H_2}{\sin \theta_1} + (H_a^2 \cdot A + H^2 \cdot B - H_a^2 \cdot C)$$

$$H_2 = L' \cdot \tan \theta_1$$

$$A = \frac{\cos \theta_2 \cdot \cos i}{\sin(\theta_2 - i)}$$

$$B = \frac{\cos(\alpha + \theta_1) \cdot \cos(\alpha + i)}{\cos^2 \alpha \cdot \sin(\theta_1 - i)}$$

$$C = \frac{\cos \theta_1 \cdot \cos i}{\sin(\theta_1 - i)}$$

본 1단계 시공완료상태의 경우 3차원 예상 파괴흙쇄기에 대한 전체적인 안정성 평가절차는, 보강된 토체 요소(1)에 관련된 예상파괴면의 경사각  $\theta_1$ 을 우선 가정하여 해당되는 자중  $W_1$  및 유효폭  $L'$ 을 평가한 다음, 비보강 토체 요소(2)에 관련된 예상파괴면의 경사각  $\theta_2$ 를 다양하게 변화시켜 전체저항력  $S_R$ 과 전체활동력  $S_D$ 의 비(ratio)로 정의되는 안전율 FS값중 가장 작은값을 일차적으로 결정한다. 또한 계속해서 경사각  $\theta$ 을 다양하게 변화시켜 앞의 과정을 반복시행하고, 각각의 각도  $\theta$ 에 대해 결정된 안전율을 서로 비교하여 이중 최소값을 1단계 시공완료상태의 최종적인 전체안전율  $FS_{min}$ 값으로 결정한다. 본 반복계산 시행과정에서는 보강재의 전체인장력  $\Sigma T$ 와 간극수압합력  $P_{w1}$  및  $P_{w2}$ 의 크기 평가가 선행적으로 필요시 되며, 간극수압합력  $P_{w1}$  및  $P_{w2}$ (그림 3 참조)의 크기 평가는 Laplace 방정식을 근거로 한 Gray(1958) 해석방법을 응용해 제시된 기법(김 등 1992)을 토대로 평가하였으며, 보강재의 전체인장력  $\Sigma T$ 는 아래와 같이 평가된다.

위의 식 (8)에 포함된  $\Sigma T$ 는 각 보강재의 축방향을 따라 발휘가 예상되는 인장력  $T_{e(i)}$ 의 합을 의미하며,  $T_{e(i)}$ 의 크기는 예상파괴면 바깥쪽에 위치한 각 보강재의 유효길이  $l_{e(i)}$ 를 따라 보강재와 뒤채움흙 사이에서 발휘되는 마찰응력등을 토대로 결정된다. 여기서 띠형(strip형) 보강재 및 그리드형(grid형) 보강재 각각에 대해, 각 보강재에서 발휘가 예상되는 인장력의 평가방법을 정리하면 다음과 같다.

(띠형 보강재)

$$T_{\gamma(i)} = \frac{2 \cdot b \cdot l_{e(i)} \cdot (\tau_{nr} + c'_s)}{S_H} \leq T_{yield} \quad (9)$$

(그리드형 보강재, Jewell 등, 1984)

$$T_{\gamma(i)} = l_{e(i)} \cdot b \cdot \gamma_i \cdot Z'_i \cdot [2\alpha_s \cdot \tan \delta + \quad (10)$$

$$\frac{\sigma_b}{\sigma_v} \cdot \frac{t}{S_x} \cdot \alpha_b] \leq T_{yield}$$

전면벽체가 직선형태가 아닌, 곡선부 구간인 경우에는 식 (9) 또는 (10)을 토대로 산정되는 각 보강재의 인장력  $T_{r(i)}$ 을 해당 보강재의 편기각  $\omega_i$ 를 이용해 x-y 평면에 대한 분력으로 환산하는 절차가 필요시 된다. 즉,

$$\sum_{i=1}^n (T_{r(i)})' = \sum_{i=1}^n (T_{r(i)}) \cdot \cos(\omega_i) \quad (11)$$

여기서, n=3차원 예상 파괴흄쇄기 전체의 반인 해석대상 구간에 설치되는 보강재의 개수.

그림 3에 도시된 대칭형태의 3차원 예상 파괴흄쇄기 및 앞의 3.1절에 기술된 가정사항 등을 토대로 위에서 제시된 안정성 평가기법(준3차원 안정해석법)의 적정성 정도를 부분적으로 확인하기 위해, 편기각 보강재가 설치되는 오펜형태의 곡선부 구간(그림 1 참조)에 대해, 곡률반경을 고려하는 보다 정밀한 3차원 안정해석법을 1단계 시공완료상태에 한해 추가로

제시하였으며, 보강재가 설치되지 않은 상태에서 각 해석법에 의해 평가되는 예상안전율을 서로 비교하였다(부록 참조). 비교결과를 분석하여 보면, 위에서 제시된 준3차원 안정해석법의 경우가, 전면벽체의 경사도 및 곡률반경 등의 크기 변화에 따라, 2.0 ~ 10.2% 정도 예상 안전율이 안전측 쪽으로 낮게 평가되는 결과를 나타내고 있다. 제한적인 비교·분석 결과이긴 하나 곡률반경이 커질수록 또한 전면부의 경사도가 낮을수록 그 적정성은 더욱 커지는 점을 감안하여, 편기각 보강재가 설치되는 볼록형태 및 U-shaped 곡선부 구간을 포함하는 보다 다양한 경우의 정밀한 3차원 안정해석법 제시는 추후의 연구과제로 돌리고, 본 연구에서는 그림 3에 도시된 대칭형태의 3차원 예상 파괴흄쇄기 및 앞의 3.1절에 기술된 가정사항 등을 토대로 한 준3차원 안정성 평가기법을 기본으로 하여, 전면벽체가 설치되는 최종 시공완료 상태에 대한 안정해석을 계속 진행하였으며,

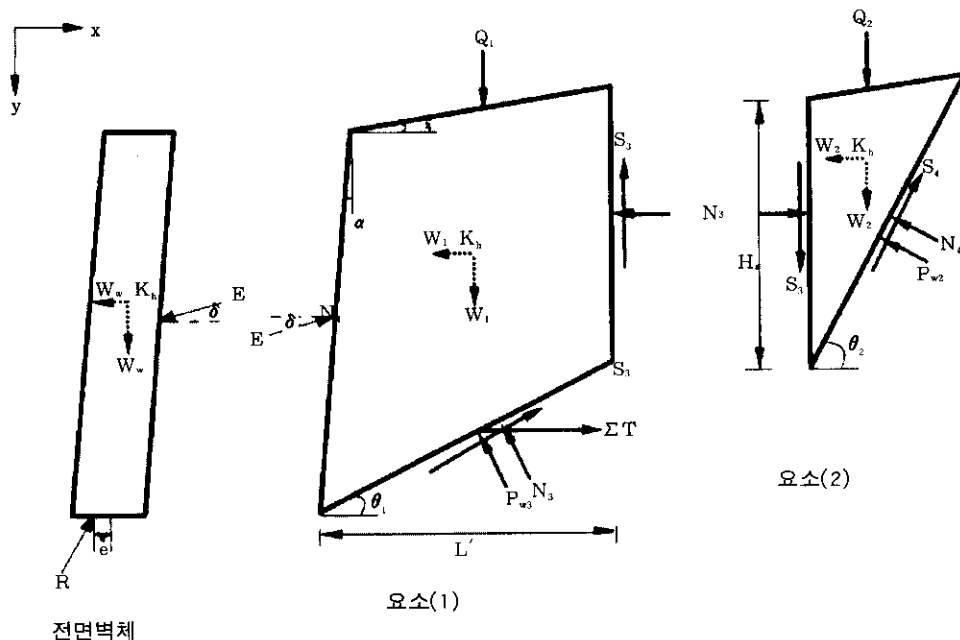


그림 4. 뒤채움 토체 및 전면벽체에 작용하는 힘들(x-y) 평면



상세한 내용은 다음과 같다.

### 3.3 최종 시공완료상태의 안정해석법

GRS-RW 보강토벽체의 전면 철근콘크리트 벽체가 최상단까지 추가로 설치되어 시공이 완료된 상태 즉, 최종 시공완료상태에 대한 준3차원 한계평형 안정성 평가의 경우, 해석 및 시공상의 연속성을 감안하여, 3차원 예상 파괴흙체의 형상 및 2개의 직선으로 구성되는 예상파괴면등(그림 3 참조) 앞의 3.2절 1단계 시공완료상태에 대해 기 적용된 가정사항들은 본 경우에도 동일하게 적용하였다. 그림 3에 도시된 보강된 토체 요소(1)에 작용이 예상되는 힘들중 전면벽체의 토압에 대한 저항역할(즉, 전면벽체에 작용이 예상되는 토압합력 E 및 지진하중시 전면벽체의 자중에 의한 수평관성력의 영향 등을 추가하여 이를 2차원 x-y 평면상으로 나타내면 그림 4와 같다.

파괴면을 따라서의 활동에 대한 최소안전율  $FS_{min}$  값을 평가하는 1단계 시공완료상태의 경우와는 달리, 본 최종 시공완료상태의 경우에는 강성이 비교적 큰 전면벽체에 작용이 예상되는 토압합력의 최대값을 최종적으로 결정하게 된다. 여기서 안정해석법 유도과정중 1단계 시공완료상태와 구분되는 주요부분만을 요약·정리하면 다음과 같다.

전면벽체에 작용이 예상되는 토압합력 E의 크기를 결정하기 위하여 우선, 비보강 토체 요소(2)에 대한 수평방향 및 연직방향 힘들의 평형조건식을 토대로 수직력  $N_2$ 의 계산식을 정리하면,

$$N_2 = \frac{N_3 - P_{w2} \cdot \sin \theta_2 + C_2 \cdot \cos \theta_2 - W_2 \cdot k_h}{\sin \theta_2 - \tan \phi \cdot \cos \theta_2} \quad (12)$$

계속해서, 보강된 토체 요소(1)과 비보강 토체 요소(2) 사이의 경계면에 작용하는 수직력  $N_3$ 의 계산식을 정리하면,

$$N_3 = [(W_2 + Q_2 - S_3) \cdot \sin(\theta_2 - \phi) + W_2 \cdot k_h \cdot \cos(\theta_2 - \phi) + P_{w2} \cdot \sin \phi - C_2 \cdot \cos \phi + C_3 \cdot \sin(\theta_2 - \phi)] / [\tan \phi \cdot \sin(\theta_2 - \phi) + \cos(\theta_2 - \phi)] \quad (13)$$

또한 보강된 토체 요소(1)에 대하여 수평방향 및 연직방향 힘들의 평형조건식을 토대로, 수직력  $N_1$ 의 계산식을 정리하면,

$$N_1 = \frac{N_3 - C_1 \cdot \cos \theta_1 + P_{w1} \cdot \sin \theta_1 - E \cdot \cos(\delta - \alpha) + W_1 \cdot k_h - \sum T}{\tan \phi \cdot \cos \theta_1 - \sin \theta_1} \quad (14)$$

여기서,  $\delta$  = 전면벽체-뒤채움 사이의 마찰각

계속해서, 수직력  $N_1$ 에 대한 계산식(식 (14)) 및 연직방향 힘의 평형조건식을 토대로, 전면벽체에 작용하는 토압합력 E의 평가에 관련된 기본식을 정리하면,

$$E \cdot \cos(\theta_1 - \phi - \delta + \alpha) = [(W_1 + Q_1 - S_4) \cdot \sin(\theta_1 - \phi) + W_1 \cdot k_h \cdot \cos(\theta_1 - \phi) + P_{w1} \cdot \sin \phi + N_3 \cdot [\tan \phi \cdot \sin(\theta_1 - \phi) + \cos(\theta_1 - \phi)] - C_1 \cdot \cos \phi - C_3 \cdot \sin(\theta_1 - \phi) - \sum T \cdot \cos(\theta_1 - \phi)] \quad (15)$$

결국, 전면벽체에 작용하는 토압합력 E는 위의 식 (15) 및 (13)를 토대로 한 반복계산에 의해 결정된다. 즉, 보강된 토체 요소(1)에 관련된 예상파괴면의 경사각  $\theta_1$ 을 먼저 가정하여 자중  $W_1$  및 유효폭  $L'$ 을 계산한 다음, 비보강 토체 요소(2)에 관련된 예상파괴면의 경사각  $\theta_2$ 를 다양하게 변화시켜 가장 큰 값의 수직력  $N_3$ 를 식 (13)으로 부터 계산하고, 이  $N_3$ 값을 식 (15)에 대입하여 토압합력 E를 결정한다. 또한 계속해서 경사각  $\theta_1$ 을 변화시켜 앞의 과정을 반복시행하고, 각각 계산된 토압합력 E값 중에서 최대값을 한계평형상태의 토압합력  $E_{max}$ 로 최종 결정한다. 본 계산과정에서 필요시 되는 보강재의 전체인장력  $\Sigma T$ 와 간극수압합력  $P_{w1}$  및  $P_{w2}$ 의 평가는 앞의 3.2절 1단계 시공완료상태의 안정해석에서 기술한 내용과 동일하다.

GRS-RW 보강토벽체 공법의 경우, 전면벽체가 두께 30cm 정도의 일체식 철근콘크리트로 형성되어 비교적 강성이 큰 특징을 감안하여, 최종 시공완료상태의 안정성은, 식 (15)로부터 결정되는 한계평형상태의 최대토압합력  $E_{max}$ , 전면벽체의 자중  $W_w$  및 지진하중시 벽체 자중에 의한 수평관성력  $W_w \cdot k_h$  등을 토대로, 전면벽체에 대한 활동, 전도 및 지지 등에 대한 안정성 검토로 평가된다. 본 안정검토 과정에서, 전도에 대한 안정성 검토는 시력선에 의한 방법(김 등, 1992)을 토대로 수행하였다.

### 3.4 전면벽체의 발생변위 예측기법

GRS-RW 보강토벽체 공법을 포함하여 보강토벽체의 배면에서 작용하는 토압의 크기 및 분포형태는, 뒤채움 성토시 가해지는 다짐하중 등의 영향에 의해, 일반적인 토류구조물의 경우와는 차이가 있는 것으로 알려져 있다 (Duncan & Seed, 1986).

본 연구에서는 GRS-RW 보강토벽체 공법

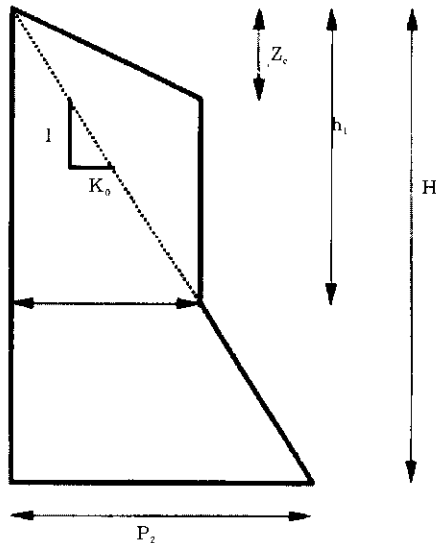


그림 5. 깊이에 따른 다짐토압의 크기 및 분포형태

의 경우 전면벽체의 수평방향 발생변위 예측을 위해, 앞의 식 (15)를 이용해 결정되는 한계평형상태의 최대토압합력  $E_{max}$ 값과 미공병단의 설계 및 시공지침에 제시된 다짐토압 분포형태를 토대로, 깊이에 따른 다짐토압의 변화 양상을 그림 5와 같이 가정하였다.

결국 한계평형상태의 최대토압합력  $E_{max}$ 값은 그림 5의 다짐토압 분포형태의 총면적과 같아야 하므로,

$$p_1 = \frac{2 \cdot E_{max} \cdot \cos(\delta - \alpha)}{\left( \frac{H^2}{h_1} + h_1 - z_c \right)}$$

그리고,

$$p_2 = p_1 \cdot \frac{H}{h_1}$$

여기서,

$$z_c = \sqrt{\frac{2 \cdot K_a \cdot K_0 \cdot p}{\pi \cdot r}}, \quad h_1 = \sqrt{\frac{2 \cdot p}{K_a \cdot K_0 \cdot \pi \cdot p}}$$

$p$  = roller의 자중/폭

계속해서 본 연구에서는, 한계평형상태의 최대토압합력  $E_{max}$ 값을 토대로 전면벽체 각 깊이 별로 작용이 예상되는 다짐토압을 그림 5와 같은 분포형태로 가정한 다음, 그림 6의 모델링과 같이 각 절점에 이와같은 다짐토압을 작용시키고 또한 다짐토압에 대한 보강재의 저항력을 탄성스프링으로 처리하는 1차원 유한요소 해석기법(Bowles, 1988)을 적용하여, 전면벽체의 수평방향 발생변위를 예측하였다.

1차원 유한요소해석시, 각 보강재의 스프링 계수는 다음과 같이 평가된다.

$$K_{ar} = \frac{A \cdot E_r}{S_H \cdot L_{ar}}$$

여기서,

$S_H$  = 보강재의 수평방향 설치간격

$L_{ar}$  = 파괴면 안쪽의 보강재의 길이

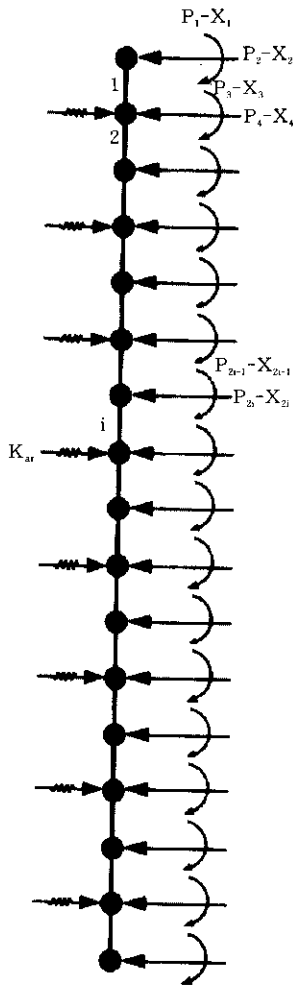


그림 6. 1차원 유한요소해석 모델링 개요

#### 4. 전면벽체의 발생변위 및 발생토압 비교

본 장에서는, 본 연구 3.4절에서 제시된 전면벽체 수평발생변위 예측기법의 타당성을 확인하기 위하여, 캐나다의 RMC(Royal Military College, Bathurst & Koener, 1988) 및 미국 FHWA(Federal Highway Administration, Christopher 등, 1994)에서 시행한 시험결과와 본 연구 제시기법에 의한 예측치를 서로 비교하였으며, 본 비교에서는 기존의 보강토벽체

발생변위 평가방법인 Christopher 등의 방법(Boyle 등, 1996) 및 Chew & Mitchell(1994)의 방법 등을 토대로 한 예측치도 추가적인 검토를 위해 포함하였다. 또한 특히 본 연구에서 주안점을 두고 진행한 편기각 보강재가 설치되는 곡선부 구간중 볼록형태(convex-shaped) 구간에 대해, 본 연구 예측치와 FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석결과와의 비교를 통해 본 연구 변위 예측기법의 신뢰성 검증이 추가로 이루어졌다. 이외에도, 본 연구 제시 안정해석법에 의해 평가되는 전면벽체의 작용토압합력을 깊이별 다짐토압 분포형태로 가정한 기법의 타당성 검토를 위해, 미국 FHWA에서 시행한 대형 보강토벽체 시험을 통해 제시된 발생토압 측정치를 택해 제한적인 비교를 시행하였다. 편기각 보강재가 설치되는 곡선부 구간중 GRS-RW 보강토벽체 공법에 해당되는 전면벽체의 발생변위 및 발생토압 등에 관한 활용 가능 자료가 여의치 않아, 체계적인 일반 보강토벽체 관련 시험자료를 토대로 본 연구 제시 해석기법의 타당성 검토가 수행되었다.

#### 4.1 발생변위 비교·분석

##### 1) 캐나다 RMC의 경우

캐나다 RMC에서 수행한 모형시험용 보강토벽체의 재원 및 관련 재료의 물성치들은 표 1에 명시되어 있다. 지표면 상재하중을 1.223t/m<sup>2</sup> 및 5.095t/m<sup>2</sup> 으로 각각 달리한 경우, RMC에서 측정된 전면벽체의 발생변위와, 본 연구 해석법에 의한 예측치를 서로 비교한 결과는 그림 7 및 8에 각각 명시되어 있다. 또한, 기존의 보강토벽체 발생변위 평가방법인 Christopher 등의 방법 및 Chew & Mitchell(1994)의 방법을 토대로 한 예측치도 비교 검토상의 목적으로 그림 7 및 8에 각각 명시하였다.

RMC 모형시험에 사용된 전면벽체는 종방향(그림 2에서 z축 방향) 전체길이가 2.4m이고 상·하 연결부가 없는 일체식의 합판재질

표 1. 캐나다 RMC 모형시험용 보강토벽체의 제원 및 관련 재료의 물성치

뒤채움 및 상재하중	모래, $\gamma=1.8t/m^3$ , $\phi=50.0^\circ$ , $c=0.0t/m^2$ , 뒤채움 경사도( $i$ ) = $0^\circ$ , 상재하중 $q=1.223, 5.095t/m^2$
보강재	Tensar SR-2 지오그리드 (설계인장강도 = $1.75t/m$ , $\sigma_u/\sigma_s=16$ , $t=0.41cm$ , $S_x=11.1cm$ ) 연직방향 설치간격 = $0.75m$ , 길이 = $3.0m$ 탄성계수 = $63,700t/m^2$
전면부	벽체높이 = $3m$ , 폭 = $0.18m$ , 종방향 전체길이 = $2.4m$ 전면경사도( $\alpha$ ) = $0^\circ$ 탄성계수 = $24,456 t/m^2$

로 구성되어 있으며, 전면벽체의 하부는 편에 의해 고정되어 뒤채움의 성토가 벽체 상단부까지 완료된 이후 상부의 지지대를 조정하여 유발변위등을 계측하도록 되어있다. 본 분석에 적용된 보강재의 설계인장강도, 단면적 및 탄성계수값 등은 모형시험에 사용된 보강재 (Tensar SR-2)의 제품설명서에 제시된 값을

사용하였고, 전면벽체재료의 탄성계수값은 Sharma의 연구(1994)에서 적용된 값을 참고로 결정하였다.

그림 7 및 8의 비교결과를 살펴보면, RMC 모형시험 측정결과와 본 연구 예측치가 비교적 잘 일치함을 알 수 있다. 또한 Christopher 등의 방법에 의한 벽체변위 예측치가 Chew & Mitchell의 방법에 의한 예측치 보다 비교적 정확하긴 하나, 이 두가지 방법 모두 전면벽체의 발생변위를 일반적으로 과대 평가하는 경향이며, 특히 Chew & Mitchell의 방법에 의한 예측치는 Christopher 등의 방법에 의한 예측치에 비해 거의 1배 정도 더 큰 값을 나타내고 있다. 이러한 결과는 16개의 사례연구를 토대로, 특히 Chew & Mitchell의 방법에 의한 예측치는 실측치와 비교하여 최대 4.6배까지 크게 평가되는 결과를 분석한 바 있는 Boyle & Holtz(1996)의 연구내용과도 일부 부합되는 결과이다.

## 2) 미국 FHWA의 경우

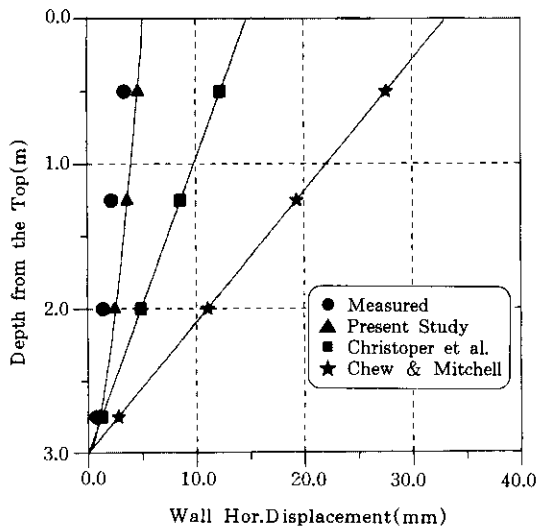


그림 7. 캐나다 RMC 시험결과와의 전면벽체 발생변위 비교(상재하중  $q=1.223t/m^2$ )

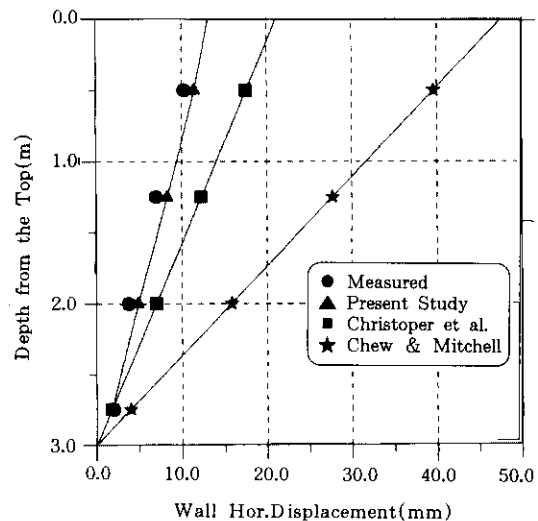


그림 8. RMC 시험결과와의 전면벽체 발생변위 비교 (상재하중  $q=5.095t/m^2$ )

미국 교통국 산하의 FHWA에서 수행된 보강토 시험벽체의 제원 및 관련 재료의 물성치들은 표 2에 명시되어 있다. FHWA에서 측정된 전면벽체의 발생변위와 본 연구 해석법에 의한 예측치와의 비교결과는 그림 9에 명시되어 있다. 또한 그림 9에는, 기존의 보강토벽체 발생변위 평가방법인 Christopher 등의 방법 및 Chew & Mitchell(1994)의 방법을 토대로 한 예측치도 비교 검토상의 목적으로 아울러 명시되어 있다.

표 2. 미국 FHWA 보강토 시험벽체 제원 및 관련 재료의 물성치)

뒤채움 및 상재하중	자갈질 모래, $\gamma = 2.1\text{t/m}^3$ , $\varphi = 40.0^\circ$ , $c = 0.0\text{t/m}^2$ , 뒤채움 경사도( $i$ ) = $0^\circ$ ,
보강재	Tensor SR-2 지오그리드 (설계인장강도 = $1.75\text{t/m}$ , $\sigma_u/\sigma_v = 16$ , $t = 0.41\text{cm}$ , $S_r = 11.1\text{cm}$ ) 연직방향 설치간격 = $0.75\text{m}$ , 길이 = $3.0\text{m}$
전면부	벽체높이 = $6.1\text{m}$ , 폭 = $16.5\text{m}$ , 중방향 전체길이 = $74.9\text{m}$ 전면경사도 = $0^\circ$ 탄성계수 = $158,000\text{ t/m}^2$

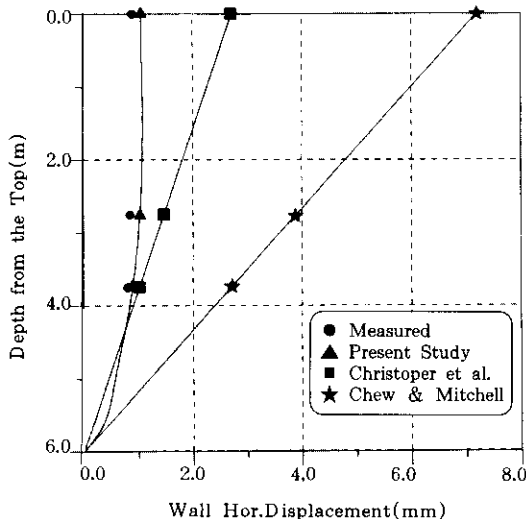


그림 8. RMC 시험결과와의 전면벽체 발생변위 비교 (상재하중  $q = 5.095\text{t/m}^2$ )

FHWA 시험벽체는 중방향 전체길이가 73.4m 정도이고, 높이는 5.9~7.6m 정도인 대형 현장시험용 벽체로서, 일반적인 보강토벽체 공법에 널리 이용되고 있는 기성콘크리트판넬을 뒤채움 성토와 함께 조립하여 전면벽체를 시공하였고, 성토과정 및 시공완료 이후에 걸쳐 전면벽체의 발생변위, 보강재의 변형률 등 다양한 계측을 수행하였다. 표 2에서, 보강재의 설계인장강도, 단면적 및 탄성계수값 등은 현장시험에 사용된 보강재(Tensar SR-2)의 제품설명서에 제시된 값을 적용하였고, 전면벽체 재료의 탄성계수값은 기존의 연구(Collin, 1986)에서 기성콘크리트판넬을 이용한 보강토벽체의 변위해석에 적용된 값을 참고로 하였다.

그림 9의 비교결과를 살펴보면, 앞의 1)에서 비교·분석된 RMC 경우와 유사하게, 본 연구의 예측치는 FHWA의 시험측정결과와 비교적 잘 일치함을 알 수 있다. 또한, Christopher 등의 방법 및 Chew & Mitchell의 방법 등은 역시 전면벽체의 발생변위값을 과대평가하는 경향을 나타내고 있다.

### 3) FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석결과와의 비교

편기각 보강재가 설치되는 곡선부 구간의 경우(그림 1 참조), 본 연구 제시 해석법에 의한 최종 시공완료상태의 전면벽체 발생변위 예측치의 신뢰성을 검증하기 위하여, 지반-구조물 3차원 상호거동분석 프로그램인 FLAC<sup>3D</sup>에 의한 해석결과와 본 연구 예측치를 서로 비교하였다. 본 연구에서 제시한 변위예측기법 및 FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석결과 모두에 대한 보다 엄밀한 의미의 신뢰성 분석을 위해서는, GRS-RW 보강토벽체에 대한 체계적인 현장계측결과등이 뒷받침 되어야 할 것으로 사료된다. 본 비교는 이에 앞서 제시된 변위예측기법의 효율성을 제한적으로 검토하기 위해, 현실적으로 이용 가능한 3차원 수치해석 결과와의 비교가 수행되었다.

본 분석에서는 상대적으로 발생변위가 문제 시 될 것으로 예상되는 볼록형태(convex-shaped) 곡선부 구간(그림 1 참조)을 주 분석 대상으로 하였으며, 편기각 보강재가 설치되지 않는 직선부 구간의 경우( $\omega = 0^\circ$ 인 경우)는 추가 검토를 위한 참고적인 목적으로 시행하였다. 본 분석에 적용된 전면벽체의 종방향 길이  $L$ (그림 3 참조)는 10m이며, 또한 곡률반경을 토대로 결정된 보강재의 편기각  $\omega$ 는 표 3에 명시하였다(총 10개의 보강재가 대칭형태로 설치되는 것으로 가정하였슴). 또한 본 연구 해석법 및 FLAC 3D 프로그램 해석에 적용된 관련 재료의 제원등은 표 4에, FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석격자망은 그림 10에 각각 명시되어 있

다. 전면벽체 발생변위 비교결과는 그림 11에 도시되어 있으며, 예상한 대로 볼록형태 곡선부 구간의 벽체변위가 직선부 구간에 비해 깊이별로 33.3 ~ 45.5% 정도 크게 평가되는 결과를 보이고 있다. 또한 전체적인 변위분포형태는, 일반적인 보강토벽체 공법의 변위형태와는 상이한 즉, 벽체 상단에서 가장 크고 벽체 하단으로 갈수록 변위량이 거의 선형적으로 감소하는 형태를 나타내고 있으며, 이와같은 현상은 보강토체의 1단계 시공완료 이후에 전면부를 두께 30cm 정도의 강성이 비교적 큰 현장타설 철근콘크리트 벽체로 시공하는 본 GRS-RW 공법의 특징에 일부 원인이 있는 것으로 판단된다.

표 3. 분석에 적용된 볼록형태 및 각 보강재의 편기각

각 보강재의 편기각( $^\circ$ )					비고 곡률반경 $r = 15m$ 인 경우
$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$\omega_4$	$\omega_5$	
2	6	10	14	18	

표 4. 분석에 적용된 관련재료의 제원등

구분	해석모델	입력물성치	비고
뒤채움	Mohr-Coulomb	◦단위중량, $\gamma = 1.8t/m^3$	◦탄성계수, $E = 5095t/m^2$ ◦포아손비, $\nu = 0.3$ ◦뒤채움 경사도 $i = 0^\circ$
		◦내부마찰각, $\phi = 36^\circ$	
		◦점착력, $c = 0$	
		◦전단탄성계수, $G = 1960t/m^2$	
		◦체적탄성계수, $K = 4246t/m^2$	
Tensar SR-2 보강재	Cable	◦단면적, $A = 0.123 \times 0.004 = 4.92 \times 10^{-4}m^2$	◦보강재의 전체길이, $L = 2.4m$ ◦보강재의 폭, $W = 0.123m$ ◦연직방향설치간격 = 1.0m
		◦탄성계수, $E = 21875t/m^2$	
		◦항복강도, $Y = 0.215t$	
		◦ $S_{bond} = (\gamma \cdot z \cdot L \cdot W)/L$	
		◦ $K_{bond} = S_{bond}/(0.02L)$	
전면벽체	Elastic	◦단위중량, $\gamma = 2.4t/m^2$	◦탄성계수, $E = 2.17 \times 105kg/cm^2$ ◦설계강도, $\sigma_{sk} = 210kg/cm^2$ ◦포아손비, $\nu = 0.23$ ◦벽체높이 = 6m ◦벽체폭 = 0.3m ◦벽체경사도, $\alpha = 0^\circ$
		◦전단탄성계수, $G = 8.84 \times 10t/m^2$	
		◦체적탄성계수, $K = 1.34 \times 106t/m^2$	

\* 각 성토단계별 다짐효과는 상재하중  $1.0t/m^2$ 으로 처리하였음.

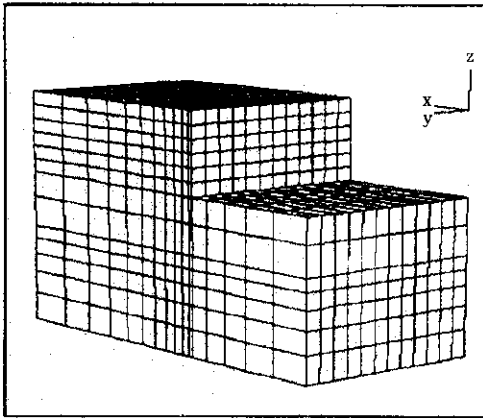


그림 10. FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석격자망

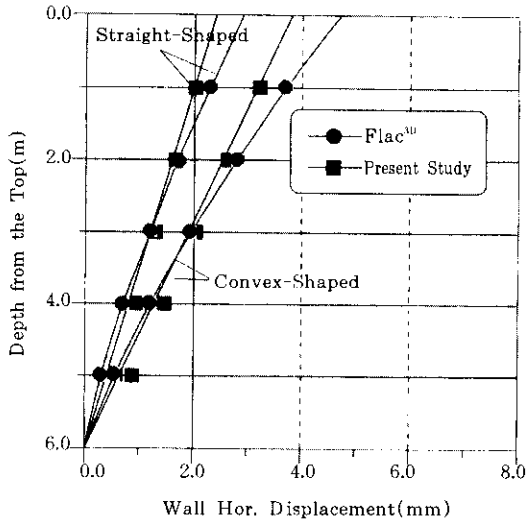


그림 11. 본 연구 해석법 및 FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석에 의한 벽체변위 비교

또한 곡선부 구간에 대해 본 연구 해석법 및 FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석에 의해 예측된 깊이별 발생변위의 크기를 서로 비교하면, 벽체 하단부에서는 본 연구 예측치가 FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석결과에 비해 17.8~38.2% 정도 크게 평가되는 결과를, 벽체 상단부에서는 FLAC<sup>3D</sup> 해석결과가 본 연구 예측치에 비해 2.8~10.3% 정도 더 큰 결과를 나타내고 있으나, 그 차이는

크기상으로 0.92mm 정도 이하의 작은값에 그치고 있다. 이와같은 결과는, FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석시 적용된 경계조건(양단을 고정단으로 보지않은 조건)에 일부 원인이 있는 것으로 판단된다.

#### 4.2 미국 FHWA 대형시험결과와의 발생토압 비교

본 연구 제시 안정해석법에 의해 평가되는 전면벽체 작용토압합력을 깊이별 다짐토압 분포형태로 가정한 기법의 타당성 확인을 위해, 발생토압 측정결과와 서로 비교하였다. 전면벽체의 발생토압에 관하여 이용 가능한 체계적인 측정결과는 한정적이며, 따라서 미국 FHWA에서 시행한 대형 보강토벽체 시험을 통해 제시된 발생토압 측정치를 택해 제한적인 비교를 시행하였으며, 그 결과는 그림 12에 도시되어 있다. 그림 12의 결과를 살펴보면, 본 연구 해석기법을 통해 평가된 전면벽체에 작용하는 다짐토압은 벽체 하단부에서 0.31t/m<sup>2</sup> 정도이며, 벽체 중간높이에서 상단부까지는 0.20~0.29 t/m<sup>2</sup> 정도의 크기 변화를 보이고 있으며, 이와 같은 깊이별 다짐토압의 크기는 특히 벽체 상·하단부에서 FHWA 측정결과와 비교적 근접하는 경향을 나타내고 있다.

#### 5. GRS-RW 보강토벽체의 안정성에 관련된 설계변수들의 영향 분석

본 장에서는 본 연구에서 제시된 GRS-RW 보강토벽체의 준3차원 안정해석법을 이용하여, 직선부 구간(편기각  $\alpha=0^\circ$ 인 경우, 그림 1 참조) 및 곡선부 구간(편기각  $\alpha \neq 0^\circ$ 인 경우)에 대하여, 전면벽체의 종방향 길이, 보강재의 설치비, 지진하중시의 수평진도 및 보강재의 편기각 등 관련 설계변수에 대한 분석이 수행되었다. 본 분석에 적용된 GRS-RW 보강토벽체 구성재료의 제원 및 해석상의 조건 등은 표 5에 명시되어 있다.

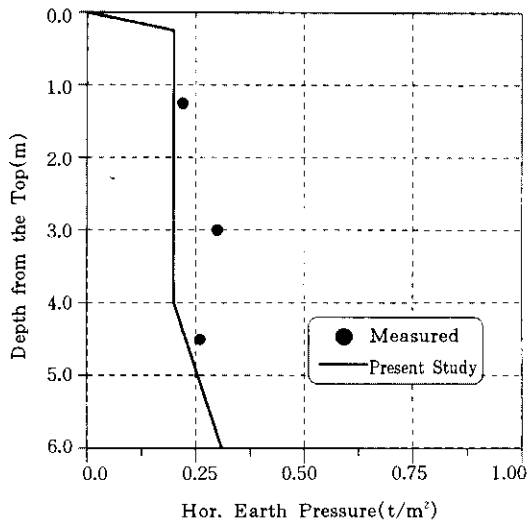


그림 12. 미국 FHWA 대형시험결과와의 발생토압 비교

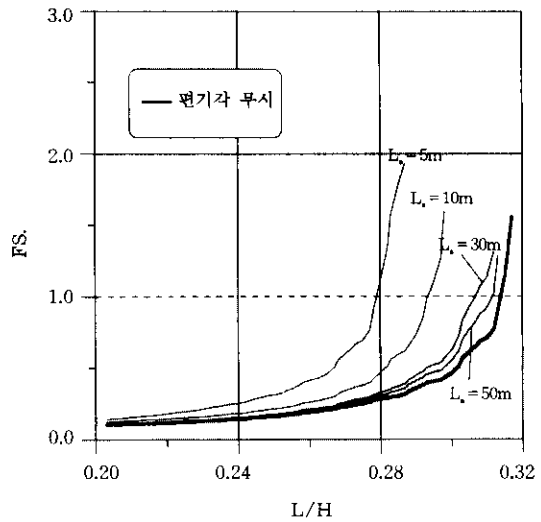


그림 13. 전면벽체의 종방향 길이에 따른 전도에 대한 안전율-보강재 길이비 사이의 관계

표 5. 분석에 적용된 구성재료의 제원 및 해석상의 조건

뒤채움 및 상재하중	$\gamma = 1.8t/m^3$ , $\phi = 36.0^\circ$ , $c = 0.0t/m^2$ , 뒤채움 경사도 ( $i$ ) = $0^\circ$ , 상재하중 ( $q$ ) = $1.5t/m^2$
보강재	Tensar SR-2 지오그리드 (설계인장강도 = $1.75t/m$ , $\sigma_v/\sigma_h = 16$ , $t = 0.41cm$ , $S_r = 11.1cm$ ) 연직방향 설치간격 = $0.40, 0.50, 0.60, 0.75m$
전면판	벽체높이 $H = 3m$ , 폭 $B = 0.3, 0.4, 0.5, 0.6m$ 전면벽체 경사도 ( $\alpha$ ) = $0^\circ$

### 5.1 분석 1

그림 13에는 직선부 구간의 경우, 보강재의 연직방향 설치간격( $S_v$ )이  $0.4m$ 이고, 전면벽체의 폭( $B$ )이  $0.3m$ 인 경우, 대칭성을 고려한 전면벽체의 종방향 길이( $L_r$ , 그림 2에서 3차원 예상 파괴흙쇄기 전체의 반에 해당하는 토체의  $z$ 축 방향으로의 길이)가 벽체의 전도에 대한 안전율( $FS$ )에 미치는 영향을 나타내었다.

그림 13의 결과를 살펴보면, 설치되는 보강재의 길이비( $L/H$ ,  $L$ =보강재의 길이,  $H$ =벽체의 높이)가 동일한 경우, 벽체의 종방향 길이가 증가할수록 벽체의 전도에 대한 안전율은 감소하고, 또한 벽체의 종방향 길이가 전도에 대한 안전율에 미치는 영향은 보강재의 길이비가 증가할수록 더욱 커지는 현상을 나타내고 있다. 이러한 벽체의 종방향 길이 증가에 따른 전도에 대한 안전율의 감소현상은, 종방향 길이가 증가할수록 벽체에 작용하는 최대토압합력( $E_{max}$ )의 크기는 커지는 데 반하여, 끝단효과(end effect)에 해당되는 3차원 파괴흙쇄기의 끝면에서 발휘되는 전단저항력의 크기는 일정하므로, 결과적으로 전단저항력의 영향이 3차원 파괴흙쇄기의 종방향 길이가 증가함에 따라 점차 감소하는데 그 원인이 있는 것으로 판단된다. 또한 벽체의 종방향 길이가 증가함에 따라서 전도에 대한 안전율의 감소폭은 점차적으로 둔화되어, 벽체의 종방향 길이가 대략  $50m$  정도(대칭성을 감안하면 실제의 총길이는  $100m$  정도)를 초과하면 벽체의 종방향 영향을 무시한(끝단 효과에 해당되는 3차원 파괴흙쇄



기의 끝면에서 발휘되는 전단저항력의 영향을 무시한) 즉, 일반적으로 적용되는 2차원 해석결과와 거의 유사한 값을 나타내고 있다. 따라서 GRS-RW 보강토벽체 공법의 경우, 종방향으로의 벽체길이가 비교적 짧은 경우에는 끝단 효과가 고려된 3차원 안정해석이 보다 합리적일 것으로 판단되나, 본 연구 준3차원 안정해석법에 적용된 여러 가정사항들과 관련하여, 끝면에서 실제로 발휘되는 전단력의 크기와 전면벽체의 종방향 전체길이중 3차원 파괴흙쇄기가 실제로 형성되는 구간 등에 대해 추가 검토 및 분석이 필요시 된다.

### 5.2 분석 2

그림 14에는 곡선부 구간에 대해, 보강재의 연직방향 설치간격이 0.4m이고, 전면벽체의 폭이 0.3m인 경우, 전면벽체의 전도에 대한 안전율 기준을 충족시키기 위한 보강재의 소요길이비와 전면벽체의 종방향 길이 사이의 관계가 편기각( $\omega$ )을 각각 달리하여 도시되어 있다. 편기각 보강재가 설치되지 않는 직선부 구간(편

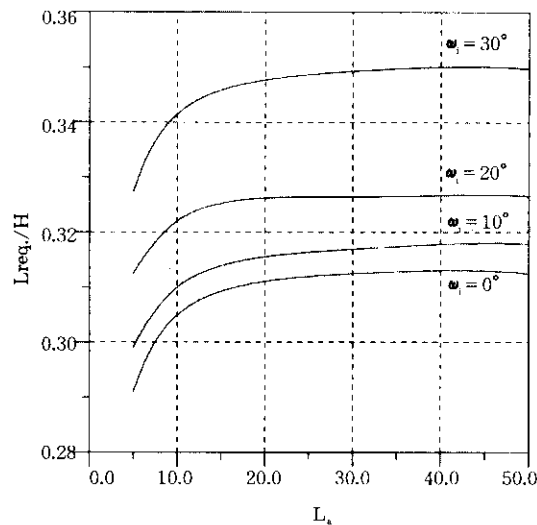


그림 14. 편기각 크기 변화에 따른 전면벽체의 종방향 길이-보강재의 소요길이비 사이의 관계

기각  $\omega=0^\circ$ 인 경우)에 해당되는 해석결과도 추가 검토상의 목적으로 그림 14에 포함하였다. 또한 본 분석에서, 보강재는 전체구간 중앙점에 대해 대칭형태로 설치되는 것으로 또한 대칭형태의 각 구간내에서는 동일한 크기의 편기각으로 보강재가 설치되는것으로 가정하였다. 본 분석 및 다음의 분석에서는, 끝단 효과에 해당되는 3차원 파괴흙쇄기의 끝면에서 발휘되는 전단저항력의 영향을 고려하였다.

그림 14의 결과를 살펴보면, 직선부 구간에 비해, 편기각 보강재가 설치되는 곡선부 구간의 경우 전도에 대한 안전율 기준 충족을 위해서는, 보강재의 소요길이가 더욱 커지는 경향을 보이고 있다. 또한 편기각의 크기에 상관없이 벽체의 종방향 길이가 커질수록 보강재의 소요길이비는 증가하고, 그 증가율은 벽체의 종방향 길이가 대략 30m 정도를 초과하여 40~50m 정도에 이르면 거의 변화가 없이 일정한 값에 수렴하는 현상을 보여, 앞의 5.1절 그림 13의 분석결과와 대체적으로 일치하는 현상을 나타내고 있다. 또한 편기각의 크기에 따른 보강재의 소요길이비 변화 경향을 살펴보면, 벽체의 종방향 길이가 동일한 경우, 편기각이 커짐에 따라 소요길이비도 이에 비례하여 증가하며, 그 증가율도 편기각의 크기 증가에 비례하여 점차적으로 커지는 경향을 보이고 있다.

### 5.3 분석 3

그림 15에는 곡선부 구간에 대해, 보강재의 연직방향 설치간격이 0.4m이고, 전면벽체의 폭은 0.3m이며, 전면벽체의 종방향 길이는 10m인 경우, 전면벽체에 작용이 예상되는 단위폭당의 최대토압합력( $E_{max}/L_s$ ) 및 보강재의 길이비(L/H) 사이의 관계가, 설치되는 각 보강재의 편기각을 서로 달리한 3가지 Case(표 6)에 대해 도시되어 있다. 편기각 보강재가 설치되지 않는 직선부 구간에 해당되는 결과도 추가 검토상의 목적으로 그림 15에 포함하였다. 또

한 본 절의 분석에서도, 보강재는 전체구간 중앙점에 대해 대칭형태로 설치되는 것으로 가정하였다.

그림 15의 결과를 분석하면, 각 설치보강재의 편기각이 커질수록(곡선부 구간의 실제적인 형상을 정의하는 곡률반경이 작아짐을 의미함), 전면벽체에 작용이 예상되는 최대토압합력은 증가하는 경향을 보이고 있으며, 결과적으로 안정성이 낮게 평가되는 경향 즉, 전도에 대한 안전율 기준을 충족시키기 위해서는 보강재의 소요길이가 더욱 길어져야 하는 경향이 예상된다. 이와같은 경향은, 앞서 분석된 5.2절 그림 14의 경우와 대체적으로 일치하는 경향을 보이고 있다.

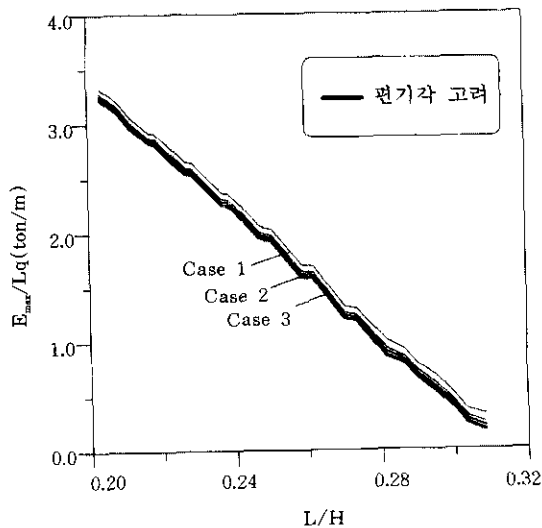


그림 15. Case별 편기각에 따른 단위폭당 최대토압합력-보강재의 길이비 사이의 관계

표 6. Case별 각 보강재의 편기각

	각 보강재의 편기각(°)					비 고
	$\omega_1$	$\omega_2$	$\omega_3$	$\omega_4$	$\omega_5$	
Case 1	2	6	10	14	18	곡률반경 r=15m
Case 2	1.5	4	7	10	13	곡률반경 r=20m
Case 3	1	3	5	7	9	곡률반경 r=30m

## 6. 결 론

본 연구에서는, GRS-RW 보강토벽체 공법에 대한 해석상의 진일보 및 체계화에 주안점을 두었으며, 이를 위해 3차원 예상 파괴효쇄기를 가정하여, 직선부 구간 뿐만 아니라 특히 편기각(skew angle) 보강재가 설치되는 오목형태(concave-shaped) 또는 볼록형태(convex-shaped)의 곡선부 구간에 대해 초점을 맞춰 이에 적용 가능한 준3차원 안정성 평가기법의 제시가 이루어 졌다. 아울러, 본 연구 안정해석법에 의해 평가되는 작용토압합력을 다짐토압 분포형태로 가정하여, 1차원 유한요소해석을 토대로 한 전면벽체의 발생변위 예측기법을 제시하였다.

본 연구에서 제시된 전면벽체 발생변위 예측기법의 타당성을 확인하기 위하여, 캐나다의 RMC 및 미국 FHWA에서 시행한 시험결과와 본 연구 해석법에 의한 예측치를 서로 비교하였으며, 또한 편기각 보강재가 설치되는 볼록형태 곡선부 구간에 대해서도, 본 연구 예측치와 FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석결과와의 비교를 통해 본 연구 변위예측기법의 신뢰성 검증이 추가로 이루어 졌다. 이외에도, 본 연구 제시 안정해석법에 의해 평가되는 전면벽체 작용토압합력을 깊이별 다짐토압 분포형태로 가정한 기법의 타당성 확인을 위해, FHWA에서 제시한 발생토압 측정결과와 서로 비교하였다. 이상의 비교를 통해 본 연구 제시 해석기법의 적정성을 제한적으로 확인하였으며, 따라서 다양한 관련 설계변수가 GRS-RW 보강토벽체의 안정성에 미치는 영향등을 본 연구 제시 해석법을

토대로 추가 분석하여 포함하였다. 여기서, 비교를 통해 얻어진 주요결과를 요약 정리하면 다음과 같다.

1) RMC 및 FHWA에서 제시한 전면벽체 측정변위와 본 연구 예측치가 비교적 잘 일치함을 알 수 있다. 또한 Christopher 등의 방법에 의한 벽체변위 예측치가 Chew & Mitchell의 방법에 의한 예측치 보다 비교적 정확하긴 하나, 이 두가지 방법 모두 전면벽체의 발생변위를 일반적으로 과대 평가하는 경향을 보이고 있다.

2) 본 연구 해석법 및 FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석에 의한 전면벽체 발생변위를 종합적으로 분석하면, 볼록형태 곡선부 구간의 벽체변위가 직선부 구간에 비해 깊이별로 33.3~45.5% 정도 크게 평가되는 결과를 보이고 있다. 또한 전체적인 변위분포형태는, 일반적인 보강토벽체 공법의 변위형태와는 상이한 즉, 벽체 상단에서 가장 크고 벽체 하단으로 갈수록 변위량이 거의 선형적으로 감소하는 형태를 나타내고 있으며, 이와같은 현상은 보강토체의 1단계 시공완료 이후에 전면부를 두께 30cm 정도의 강성이 비교적 큰 현장타설 철근콘크리트 벽체로 시공하는 본 GRS-RW 공법의 특징에 일부 원인이 있는 것으로 판단된다.

또한 곡선부 구간에 대해 본 연구 해석법 및 FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석에 의해 예측된 깊이별 발생변위의 크기를 서로 비교하면, 벽체 하단부에서는 본 연구 예측치가 FLAC<sup>3D</sup> 프로그램 해석결과에 비해 17.8~38.2% 정도 크게 평가되는 결과를, 벽체 상단부에서는 FLAC<sup>3D</sup> 해석결과가 본 연구 예측치에 비해 2.8~10.3% 정도 더 큰 결과를 나타내고 있으나, 그 차이는 크기상으로 0.92mm 정도 이하의 작은값에 그치고 있다.

3) 본 연구 해석기법을 통해 평가된 전면벽체에 작용하는 깊이별 다짐토압의 크기는 특히 벽체 상·하단부에서 FHWA 측정결과와 비교적 근접하는 경향을 나타내고 있다.

본 GRS-RW 보강토벽체 공법의 향후 적극적 활용을 위해서는 보다 체계적인 시험 및 시험시공 등을 통한 자료축적이 절실히 요구되며, 이를 바탕으로 특히 편기각 보강재가 설치되는 다양한 형태의 곡선부 구간에 관련된 3차원 안정해석 및 설계기법의 지속적 연구가 필요시 된다.

## 감사의 글

본 연구는 1997년도 홍익대학교 학술연구 조성비에 의하여 연구되었으며, 이에 감사드립니다.

## 참 고 문 헌

1. 김홍택, 강인규(1992) "보강석축의 안정해석 및 설계" 대한토목학회논문집 제12권, 제2호, pp. 239 ~253.
2. 김홍택, 강인규, 박사원(1997) "사면보강 뿌리말뚝공법의 준3차원적 안정해석기법," 한국지반공학회지, 제13권, 제5호, pp. 101 ~123.
3. 館山 勝, 村田 修, 龍岡 文夫.(1993). "ジオテキスタイルを用いた補強土工法 9. 補強土壁工法-壁面工を考慮した設計-" 土と基礎, Vol.41, No12, pp. 81 ~88.
4. Baligh, M.M. and Azzouz, A.S.(1975), "End Effects on Stability of Cohesive Slopes," *Jour. of Geotechnical Engrg. Div.*, Vol.101, No.11, pp.1105~1117.
5. Bathurst, R.J. and Koerner, R.M.(1988), "Results of Class a Predictions for the RMC Reinforced Soil Wall Trials," *The Application of Polymeric Reinforcement in Soil Retaining Structures*, Kluwer Academic Publishers, pp.127 ~171.
6. Boyle, S.R. & Holtz, R.D.(1996), "Prediction of Reinforced Soil Retaining Wall Deformations : A Review of Two Procedures," *Earth Reinforcement*, Balkema, pp.327 ~332.
7. Bowles, J.E.(1988), *Foundation Analysis and Design (4th Edition)*, McGRAW-HILL pub.,

- pp.580~613,
8. Christopher, B.R., Bonczkiewicz, C., Holtz, R.D.(1994). "Design, Construction and Monitoring of Full Scale Test of Reinforced Soil Walls and Slopes," *Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Balkema, pp.45~60.
  9. Chew, S.H. & Mitchell, J.K.(1994), "Deformation Evaluation Procedure for Reinforced Soil Walls," *Fifth Int. Conf. on Geotextiles, Geomembranes and Related Products*, Singapore, 5-9, September, pp.171~176.
  10. Collin, J.G.(1986), *Earth Wall Design*, Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley.
  11. Doi, Y., Mizusima, S., Tateyama, M. and Murata, O.(1994) "Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Wall : Reconstruction of a railway embankment at Rokujizo, Kyoto," *Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Balkema, pp.197~204.
  12. Duncan, J.M. and Seed, R.B.(1986), "Compaction-Induced Earth Pressures under  $K_0$ -Condition," *Jour. of Geotech. Eng., ASCE*, Vol. 112, No.1, pp.1~22.
  13. Gray, H.(1958), "Contribution to the Analysis of Seepage Effects in Backfills," *Geotechnique*, Vol.8, No.4, pp.166~170.
  14. Horii, K., Kishida, H., Tateyama, M. and Tatsuoka, F.(1994), "Computerized Design Method for Geosynthetic Reinforced Soil Retaining Walls for Railway Embankments," *Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Balkema, pp.205~218.
  15. Jewell, R.A., Milligan, G.W.E., Sarsby, R.W. and Dubois, D.(1984), "Interaction between Soil and Geogrids," *Proc. of Symposium on Polymer Grid Reinforcement in Civil Engineering*, London, England, pp.18~30.
  16. Kanazawa, Y., Ikeda, K., Murata, O., Tateyama, M. and Tatsuoka, F.(1994), "Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls for reconstruction railway embankment at Amagasaki," *Recent Case Histories of Permanent Geosynthetic-Reinforced Soil Retaining Walls*, Balkema, pp.233~242.
  17. Kim, H.T., Lee, E.S., Hwang, Y.C. and Park, J.Y.(1997), "Three Dimensional Limit Equilibrium Stability Analyses of The L-Shaped Corner with Skew Soil Nailing System" *Proceedings of the 30th year Anniversary Symposium of the Southeast Asian Geotechnical Society* pp. 5-62~5-75.
  18. Romstad, K. M., Al-Yassin, Z., Hermann, L. R. and Shen, C. K.(1978), "Stability analysis of Reinforced Earth Retaining Structures," *Proc. ASCE Symposium on Earth Reinforcement*, Pittsburgh, pp.685~713.
  19. Sharma, K.G., Rao, G.V. & Raju, G.V.S.S.(1994), "Elasto-Plastic Analysis of a Reinforced Soil Wall by FEM," *Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Siriwardane & Zaman(eds), Balkema, Rotterdam, pp.1415~1420.
  20. Tatsuoka, F., Tateyama, M. & Murata, O.(1989), "Earth Retaining Wall with a Short Geotextile and a Rigid Facing," *Proc. ICSMFE*, Rio de Janeiro, Vol.1, pp.1311~1314.

(접수일자 1998. 5. 23)

# 부 록

## A.1 오목형태 곡선부 구간의 3차원 한계 평형 안정해석

### A.1.1 3차원 예상 파괴흙썰기의 형상 및 가정사항

곡률반경(curvature radius)이 R인 오목형태(concave-shaped) 곡선부 구간의 3차원 예상 파괴흙썰기 형상은 그림 A.1과 같이 가정하였으며, 다층의 지반조건, 편기각 보강재의 발휘 인장력 및 3차원 침투수압의 영향 등을 고려하였다.

x-z 평면에서의 예상파괴면 형상은 원과 직선의 복합형태로 가정하였으며, 길이방향(그림 A.1에서 y축 방향)으로는 편기각(skew angle) 보강재가 적용되지 않는 직선부 구간과 접하게 되는 경계지점인 거리 L까지 확장되며, 예상파

괴면 형상을 기하학적으로 정의하는 각도  $\epsilon$ 은 토체 요소(1)의 반지름 r에 의하여 결정된다. 3차원 예상 파괴흙썰기에 작용하는 힘들도 그림 A.1에 도시되어 있으며, 수직력은 N으로, 전단력은 S로 각각 표기하였다.

### A.1.2 토체 요소(1)의 평형조건

토체 요소(1)에 작용하는 힘들의 평형조건식을 토대로,  $S_{21} = \beta \cdot N_{21}$ 의 관계로 정의되는 수직력  $N_{21}$  및 전단력  $S_{21}$ 의 산정식을 각각 정리하면 다음과 같다.

$$N_{21}^* = \frac{N_{41} + J \cdot \frac{\cos 45^\circ}{\tan \alpha}}{\sin \alpha \cdot \cos 45^\circ + \frac{\cos \alpha \cdot \cos 45^\circ}{\tan \alpha}} \quad (A.1)$$

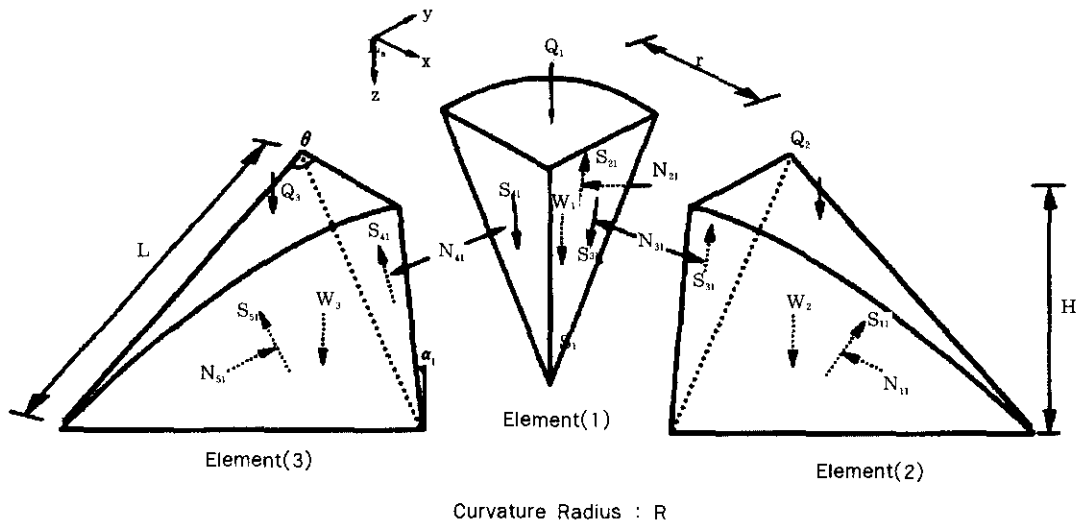


그림 A.1. 3차원 예상 파괴흙썰기의 형상 및 작용하는 힘들

그리고,

$$S_{21} = \left[ W_1 + Q_1 - 2 \cdot S_{41} - \left( \frac{N_{41} + J \cdot \frac{\cos 45^\circ}{\tan \alpha}}{\sin \alpha \cdot \cos 45^\circ + \frac{\cos \alpha \cdot \cos 45^\circ}{\tan \alpha}} \right) \cdot \frac{\cos \alpha}{\sin \alpha} \right] \quad (\text{A.2})$$

여기서,  $N_{21}^* = N_{21} + P_{w21}$

$P_{w21}$  = 침투수압합력

$J = W_1 + Q_1 - 2 \cdot S_{41}$

$S_{21(R)} = N_{21} \cdot \tan \phi'_{av} + c'_{av} \cdot Ar'_2$

한계평형상태를 정의하기 위해, 예상파괴면을 따라서의 활동전단력  $S_2$ 에 대응하는 저항전단력  $S_{21(R)}$ 을 Mohr-Coulomb 파괴규준을 토대로 결정하면,

$$S_{21(R)} = N_{21} \cdot \tan \phi'_{av} + c'_{av} \cdot Ar'_2 \quad (\text{A.3})$$

또한 수직력  $N_{21}$ 과 전단력  $S_{21}$  사이의 비(ratio)를 정의하는  $\bar{\beta}$ 값의 평가식은, 앞의 식 (A.1)~(A.3)을 이용해 이루어지며, 결과를 정리하면 다음과 같다.

$$\bar{\beta} = \frac{\left[ W_1 + Q_1 - \left( \frac{bb_1}{aa_2} \right) \cdot \cos \alpha \right]}{\left( \sin \alpha - \frac{bb_1}{aa_2} - c'_{av} \cdot Ar'_2 \right) \cdot \left( \frac{2}{\sin \alpha} - \frac{aa_1}{aa_2} \right) \cdot N_{41}} \quad (\text{A.4})$$

여기서,  $aa_1 = \frac{\cos 45^\circ}{\tan \alpha} \cdot \left( \frac{2}{\tan \alpha} - 2 \cdot \tan \phi'_{av} \right)$

$aa_2 = \sin \alpha \cdot \cos 45^\circ + \frac{\cos \alpha \cdot \cos 45^\circ}{\tan \alpha}$

$bb_1 = N_{41} + (W_1 + Q_1) \cdot \frac{\cos 45^\circ}{\tan \alpha}$

### A.1.3 토체 요소(2) 및 (3)의 평형조건

우선 전단력  $S_{11}$ 이 작용하는 평면이 바닥면과 이루는 각도  $\epsilon$ 의 결정식을 정리하면,

$$\epsilon = \cos^{-1} \left( \frac{1}{\sqrt{a^2 + b^2 + 1}} \right) \quad (\text{A.5})$$

여기서,  $a = \frac{(d_2 - d_5) \cdot d_3}{(d_1 - d_4) \cdot d_2 - (d_2 - d_5) \cdot d_1}$

$b = \frac{-(d_1 - d_4) \cdot d_3}{(d_1 - d_4) \cdot d_2 - (d_2 - d_5) \cdot d_1}$

$d_1 = \frac{H \cdot \cos 45^\circ}{\tan \alpha_1}$

$d_2 = R + \frac{H}{\tan \alpha_1} \cdot \sin 45^\circ$

$d_3 = H$

$d_4 = -L \cdot \sin \left( \frac{270 - \delta}{2} \right) + \frac{H}{\tan \alpha_1} \cos 45^\circ$

$d_5 = -L \cdot \cos \left( \frac{270 - \delta}{2} \right) + \frac{H}{\tan \alpha_1} \sin 45^\circ$

토체 요소(2)에 작용하는 힘들의 평형조건식을 토대로, 해당되는 수직력  $N_{11}$  및 전단력  $S_{11}$ 의 산정식을 각각 정리하면 다음과 같다.

$$N_{11} = \frac{\left[ \left( \frac{N_{41} \cdot \sin \theta}{\cos \theta} \right) + (W_2 + Q_2 + S_{41}) \right]}{\sin \epsilon \cdot \cos \theta + \sin \theta \cdot \tan \theta \cdot \sin \epsilon + \frac{\cos \epsilon}{\tan \epsilon}} \quad (\text{A.6})$$

그리고,

$$S_{11} = \sqrt{\left[ \frac{N_{41} - N_{11} \cdot \sin \epsilon \cdot \sin \theta}{\cos \theta} \right]^2 + \left[ \frac{W_2 + Q_2 + S_{41} - N_{11} \cdot \cos \epsilon}{\sin \epsilon} \right]^2} \quad (\text{A.7})$$

또한 토체 요소(3)에 작용하는 전단력  $S_{51}$ 은 토체 요소(2)의 전단력  $S_{11}$ 과 대칭이므로, 3차원 예상파괴면에 관련된 전체활동력  $S_D$ 는 다음과 같이 표현할 수 있다.

$$S_D = S_{11} + S_{21} + S_{51} \quad (\text{A.8})$$

식 (A.8)의 전체활동력  $S_D$ 에 대응하는 전체 저항력  $S_F$ 는 토체 요소(1), (2) 및 (3)의 예상파괴면에서 발휘되는 각 저항력의 합이므로, 결국 아래의 식 (A.9)와 같이 표현된다.

$$S_F = c'_{av} \cdot (A_1 + A_2 + A_3) + (N_{11} + N_{21} + N_{51} + \sum T_{TN}) \cdot \tan \phi'_{av} + \sum T_{TS} \quad (A.9)$$

여기서,

$$A_1 = \sqrt{s \cdot (s-a) \cdot (s-b) \cdot (s-c)}$$

$$A_2 = \frac{\pi r}{4} \cdot \frac{H}{\sin \alpha}$$

$$A_3 = \frac{1}{2} \cdot r \cdot H$$

$$s = \frac{1}{2}(a+b+c)$$

$$a = \sqrt{p_1^2 + p_2^2 + p_3^2}$$

$$b = \sqrt{p_4^2 + p_5^2 + p_3^2}$$

$$p_1 = \frac{h}{\tan \alpha_1} \cdot \cos 45^\circ$$

$$p_2 = r + \frac{H}{\tan \alpha_1} \cdot \sin 45^\circ$$

$$p_3 = H$$

$$p_4 = -L \cdot \sin\left(\frac{270^\circ - \delta}{2}\right) + \frac{H}{\tan \alpha_1} \cdot \sin 45^\circ$$

$$p_5 = L \cdot \cos\left(\frac{270^\circ - \delta}{2}\right) + \frac{H}{\tan \alpha_1} \cdot \sin 45^\circ$$

$$c = \sqrt{\left[ L \cdot \sin\left(\frac{270^\circ - \delta}{2}\right) \right]^2 + \left[ r - \cos\left(\frac{270^\circ - \delta}{2}\right) \right]^2}$$

위의 식 (A.9)에 포함된  $\Sigma T_{TN}$  및  $\Sigma T_{TS}$ 는 각 보강재에서 발휘가 예상되는 인장력의 방향별 합을 의미한다. 오목형태 곡선부 구간의 전체적인 안정성은, 3차원 예상 파괴흠뻐기를 기하학적으로 정의하는 각도  $\epsilon$ 를 다양하게 변화시키는 반복계산을 수행하여, 이 중 최소안정율을  $FS_{min}$ 값을 결정하는 방식에 의해 최종적으로 평가된다. 이외에도, 지하수등에 의한 침투류의 영향을 감안하여 3차원 침투수압 산정식을 추가로 유도하였으며, 이를 요약·정리하면 다음과 같다.

## A.2 3차원 침투수압 산정식 제시

3차원 파괴흠뻐기에 작용이 예상되는 침투수압에 대한 개요는 그림 A.2에 명시되어 있으며, 본 3차원 침투수압 산정식의 유도는, Gray(1980)가 Laplace 방정식을 토대로 제시한 2차원 물의 흐름에 대한 해석방법을 확대 응용하여 이루어 졌다.

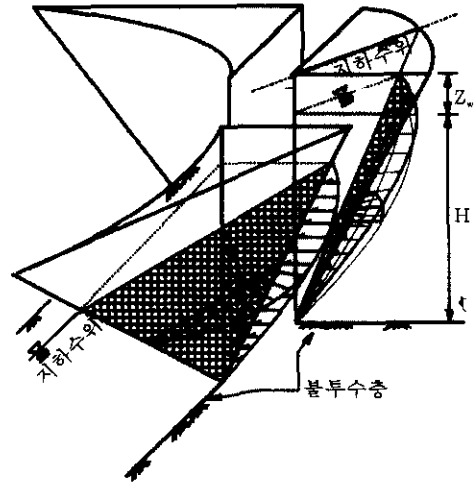


그림 A.2 3차원 파괴흠뻐기에 작용이 예상되는 침투수압 개요

3차원 침투류의 연속방정식을 정리하면,

$$\frac{\partial^2 h}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial \theta^2} + \frac{1}{r^2} \cdot \frac{\partial^2 h}{\partial \theta^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (A.10)$$

위의 식 (A.10)의 일반해는 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$h(x, y, z) = H - R(r) \cdot \Theta(\theta) \cdot Z(z) \quad (A.11)$$

여기서,

$$R(r) = a_1 \cdot r^{k_1} + a_2 \cdot r^{-k_1}$$

$$Z(z) = a_3 \cdot \cos \frac{k_2}{r} z + a_4 \cdot \sin \frac{k_2}{r} z$$

$$\Theta(\theta) = a_5 \cdot \cos k\theta + a_6 \cdot \sin k\theta$$

적절한 경계조건들을 이용해, 식 (A.11)의 특수해를 결정하여 정리하면 다음과 같다.

$$h(r, \theta, z) = H - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{H} \frac{\sin M - \frac{M}{H} \cdot \pi \cdot r \cdot \cos M}{\left(\frac{M}{H}\right)^2} \sin \frac{M}{H} \cdot z (\cos k\theta + \sin \theta) \quad (A.12)$$

또한 3차원 파괴흙쇄기 임의의 점에서의 압력수두  $h_p$ 는 다음과 같이 표현되며,

$$h_p = h - h_e = h - (H - z) \quad (A.13)$$

따라서, 각 점에서의 침투수압  $\sigma_w$ 는 다음의 식 (A.14)를 토대로 평가된다.

$$\sigma_w = \gamma_w \left\{ z + \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{H} \frac{\sin M - \frac{M}{H} \cdot \pi \cdot r \cdot \cos M}{\left(\frac{M}{H}\right)^2} \cdot \sin \frac{M}{H} \cdot z (\cos k\theta + \sin \theta) \right\} \quad (A.14)$$

위의 식 (A.14) 및 4-point Gauss quadrature 수치해석기법을 이용하여, 3차원 예상파괴면에 작용하는 각 침투수압합력  $P_i$ 값이 최종 결정된다.

목형태 곡선부 구간에 대해, 본 논문 3장에서 제시된 준3차원 안정해석법에 의한 안정성 평가결과와 앞의 부록 1장에서 제시된 3차원 안정해석법에 의한 안정성 평가결과를 서로 비교하였다. 본 비교에 적용된 해석대상구간 개요는 그림 A.3과 같으며, 토층조건은 표 A.1에 명시하였다. 본 비교에서 직선부 구간과 접하게 되는 경계지점인 거리  $L$ (그림 A.1 참조)은 7m로 가정하였으며, 곡선부 구간의 형상을 정의하는 곡률반경( $R$ )의 크기 및 전면부 경사도 등에 따른 예상 최소안전율의 비교결과는 그림 A.4 및 A.5에 도시되어 있다.

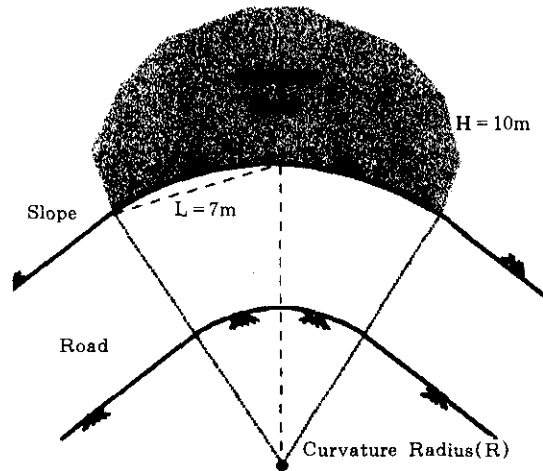


그림 A.3 해석대상구간 개요

### A.3 비교 결과

본 장에서는 무보강(unreinforced) 상태의 오

표 A.1 해석대상구간의 토층조건

다층지반	깊이(m)	내부마찰각(°)	점착력(t/m <sup>2</sup> )	단위중량(t/m <sup>3</sup> )
토층 #1	3	20	0	1.7
토층 #2	5	30	0.5	1.8
토층 #3	7	30	1.0	1.85



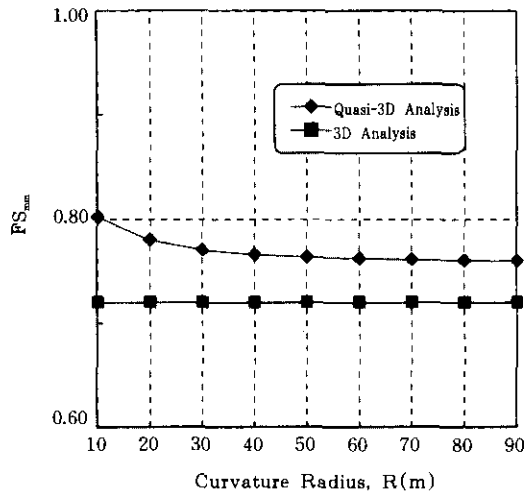


그림 A.4. 비교 1

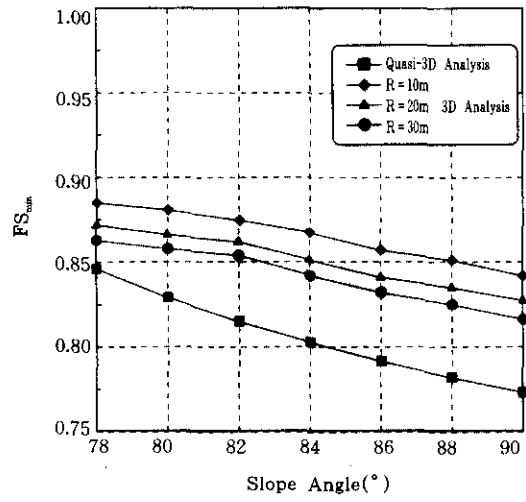


그림 A.5. 비교 2