

농촌지역 저층 조적조 건축물의 벽체 및 옹벽의 진동 안정 해석

- 전북 정읍시 ○○면 농촌지역 사례를 중심으로 -

Rural areas, Vibration Stability Analysis of Wall and Retaining Wall of Low-rise Masonry Buildings

이 덕 용 * 김 일 중 **
Lee, Deog-Yong Kim, Il-Jung

Abstract

This paper deals with vibration of plates with concentrated mass on elastic foundation.

The object of investigating natural frequencies of tapered thick plate on pasternak foundation by means of finite element method and providing kinetic design data for mat of building structures. Free vibration analysis that tapered thick plate in this paper. Finite element analysis of rectangular plate is done by use of rectangular finite element with 8-nodes. In order to analysis plate which is supported on pasternak foundation. The Winkler parameter is varied with 10, 10², 10³ and the shear foundation parameter is 5, 10. This paper is analyzed varying thickness by taper ratio. The taper ratio is applied as 0.0, 0.25, 0.5, 0.75, 1.0. And the Concentrated Mass is applied as P1, Pc, P2 respectively.

키워드 : 집중질량, 자유진동, 조적조, 저층, 내력벽, 안정해석

Keywords : Concentrated Mass, Free Vibration, Masonry Building, Low-rise, Retaining Wall, Stability Analysis

1. 서론

1.1 연구의 배경

1970년대 우리나라의 근대화와 더불어 농촌지역의 주택개량사업이 진행되었다. 특히 저층으로 조적벽식 건축이 주를 이루었으며 대부분의 건축물은 재건축을 하지 않고 건축물의 유지관리가 소홀한채 건축물을 사용하고 있었다. 그 이유로는 경제적인 부담감과 긴급을 요하는 부분이 아니기 때문이기도 한 것으로 보인다.

도심지의 경우는 재건축이나 미관상의 문제로 건축물의 개보수 및 신축, 보강등을 통해 주택개선이 농촌지역보다는 활발한 편이나 농촌건축의 경우는 건축물의 미관이나 안전에 대해서는 사각지대라고 할 수 있다. 특히 풍하중이나 지진등 횡력에 약한 조적벽체나 축대, 옹벽의 경우 전도의 사례가 다수 발생하여 인명 및 재산 손실이 일어나고 있으며, 작은 진동에도 붕괴나 파손이 일어나는 경우가 자주 발생한다.



Fig 1. Distribution structure by building type (In KOREA)
(The Korean Structural Engineers Association, 2011)

Fig1과 Fig2는 우리나라 건축물 분포 중 구조형식에 따른 건축분포를 나타낸 것이다.

국내의 경우 과거 대부분의 조적조 건물이 2층 내외의 저층이었으므로 상대적으로 지진시에 받는 충격은 고층 건물에 비해 작다고 할 수 있다. 그러나 조적조 건물은 벽돌 석재 또는 블록 등의 조적개체를 모르타르 접착제로 쌓은 구조형식으로 수직하중에는 상대적으로 강하지만 지진과 같은 수평력에 대한 지지능력이 현저히 저하

* 정회원, 전북과학대학교 건축토목조경계열 부교수, 공학박사

** 정회원, 전북과학대학교 건축토목조경계열 부교수, 공학박사

된다.

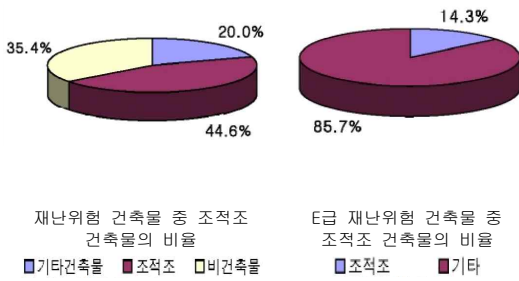


Fig 2. The Ratio of Masonry Buildings

지금까지 발생한 여러 나라의 지진피해 사례에서 나타난 조적조 건물의 피해양상을 분류하면 다음과 같다.¹⁾

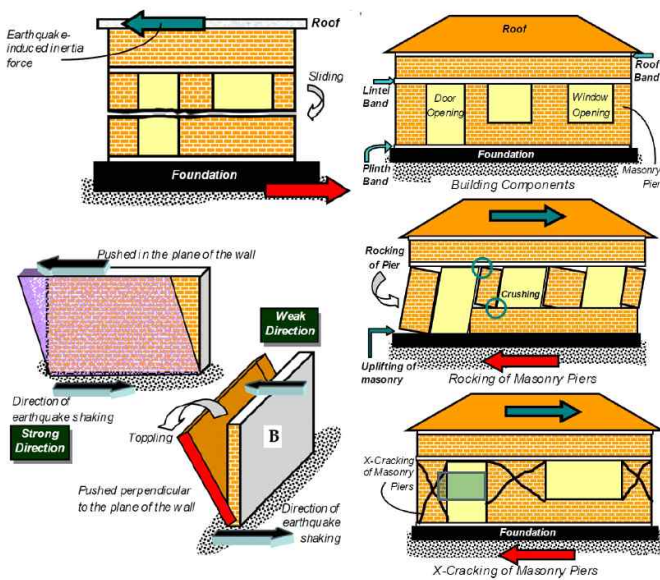


Fig 3. Vulnerable areas of masonry buildings

- ① 바닥 또는 지붕과 벽사이의 균열
- ② 모서리 부분이나 벽체 연결부위 균열
- ③ 지진력의 직각방향의 벽체 면외 붕괴
- ④ 파라펫 등의 균열
- ⑤ 구조벽체의 대각균열
- ⑥ 반파 혹은 붕괴

따라서 본 연구에서는 전라북도 정읍시 OO면을 중심으로 조사하여 농촌지역 건축물의 조적벽체나 축대구조물의 상태를 조사하고 연구 대상 구조부위와 범위를 설정하였다. 연구 범위를 정하기 위한 기초 조사를 실시한 마을명은 익명으로 하였다.

저층 조적조 건축물의 취약부위로 나타날 수 있는 위 6가지를 중심으로 정읍시 OO면의 건축물 분포 및 건축

1) 장극관, 서대원, “우리나라 저층조적조 건축물의 내진설계 현황 및 필요성”, 대한건축학회학회지, 2011.

물 상태에 대해서 조사하였다.

조사대상 마을은 총 64세대이며 이들 중 신축건축물을 제외하고 육안조사결과 벽체와 축대를 중심으로 부실한 건축물을 선정하여 중점적으로 조사하였다. 조사대상 건축물은 32세대이며 이들 세대의 구조부위별로 분류하면 다음과 같다.

Table 1. Damage Case of Low-rise Buildings of Jeong-eup City OO-myeon

피해양상	피해건수	비고
① 바닥 또는 지붕과 벽사이의 균열	54	구조접합부위
② 모서리 부분이나 벽체 연결부위 균열	43	구조접합부위
③ 직각방향의 벽체 면외 붕괴	16	전도위험
④ 파라펫 등의 균열	40	철근노출
⑤ 구조벽체의 대각균열	18	단면부족
⑥ 반파 혹은 붕괴	2	전도,노후

위 조사는 조사대상 건축물의 프라이버시를 고려하여 최대한 육안조사를 중심으로 실시하였으며, 피해건수는 세대별 중복 조사하였다.

벽체의 노후화 정도가 심한 경우 전도위험이 있는 벽체도 상당히 많은 부분을 차지하였다.



Fig 4. Damaged situations of the wall structure (지지기둥의 철근노출, 전도위험, 표피탈락, 접합부 분리, 수평균열 발생 등)

조사대상 건축물 대부분은 비슷한 양상의 구조적 결함이 발견되었다.

본 연구에서는 벽체의 구조적 결함에 대해 어느 정도 안정성을 가질 수 있는지 구조해석을 통해 알아보았다.

벽체구조물의 경우 횡력에 가장 취약하며 특히 진동에 대한 안전이 더욱 절실히 요구된다.

구조체의 안정성연구를 위해 해당구조물의 진동수 양상을 파악하고, 벽체 및 축대에 보강재를 고려하여 구조물에 미치는 영향을 최소화하고 이를 억제하거나 조절할 수 있는 방안을 찾아보고자 한다.

진동수의 변화와 조절의 방안으로는 기존 벽체나 축대

에 보강재를 설치하거나 변단면으로 하여 진동수를 조절하는 방법이 있으며, 보강재의 설치로 인해 벽체의 강성을 증가시켜 효과를 증대시킬 수 있다.

1.2 연구의 방법 및 범위

본 연구는 조적벽체나 축대 구조물의 진동 안정 해석을 하기 위해 구조체를 후판(Thick Plate)으로 모델링하였다.

본 연구와 유사한 연구로는 2003년 Timoshenko Beam Function을 이용한 변단면 후판의 진동해석⁽²⁾을 하였다. 국내에서 변단면 후판에 관한 연구는 활발하지 않은 상태이며 후판에 관한 연구를 살펴보면 1994년 전단층을 갖는 탄성지반 위에 놓인 보의 자유진동 해석⁽³⁾에 관한 연구가 있었으며, 1997년에는 탄성보에 의해 지지된 등변분포 면내력을 받는 보강판의 좌굴해석⁽⁴⁾을 하였고, 2003년에는 비균질 Pasternak 지반 위에 놓인 면내력을 받는 판의 자유진동해석⁽⁵⁾을 수행된바 있었다.

2. 유한요소법에 의한 진동안정해석

벽체 진동해석을 위해 유한요소법을 적용하였으며 그 이론적인 배경은 다음과 같다.

가상 일의 원리를 이용하여 탄성지지된 집중질량을 받는 변단면 후판의 진동방정식을 얻는다.

탄성지반은 Fig.1과 같이 지반을 수직 스프링으로 이상화한 Winkler 지반과 변위의 연속성을 고려하기 위한 전단층으로 이상화한 Pasternak 지반 모형을 사용하였으며, Pasternak 지반을 구성하는 Winkler 지반 매개변수(WFP)와 전단지반매개변수(SFP)는 다음과 같이 정의된다.

$$WFP = \frac{k_w \bar{a}^4}{D}, \quad SFP = \frac{k_g \bar{a}^2}{D} \quad (1)$$

여기서,

k_w : Winkler 지반 강성, k_g : 전단지반 강성
 a : 판의 크기, D : 판의 휨강성

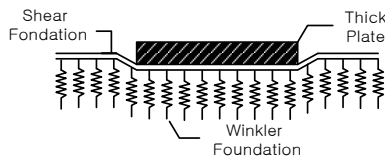


Fig 1. Modeling of Pasternak Foundation

2.1 요소의 강성행렬구성

판요소와 보요소의 변형 에너지, 운동 에너지 및 외력이 한 일을 구하고 가상 일의 원리를 이용하여 이들 변분을 0(zero)으로 놓아 고유치 방정식을 산정한다.

유한요소해석에 사용될 판 요소는 사각형 8절점 Serendipity 요소계를 사용하였다.

2.1.1 판요소

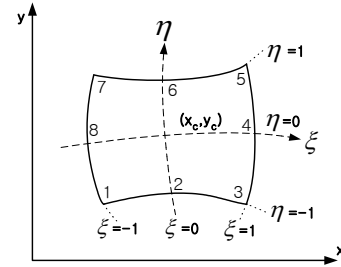


Fig 5. 8-nodes Serendipity finite element-system

판요소의 운동 에너지 (T_e)는 다음과 같다.

$$T_e = \frac{1}{2} \left\{ \int_A \rho \left(h \dot{w}^2 + \frac{h^3}{12} \dot{\theta}_x^2 + \frac{h^3}{12} \dot{\theta}_y^2 \right) dA \right\} \quad (1)$$

여기서,

ρ : 판의 단위 면적당 질량

$\dot{w}, \dot{\theta}_x, \dot{\theta}_y$: 판요소의 시간 변화에 따른 변위 및 회전각

Winkler 지반강성과 전단 지반강성을 포함한 판요소의 변형 에너지 (U_e)는 다음과 같이 행렬 형태로 쓸 수 있다.

$$U_e = \frac{1}{2} \int_A [M]^T \{ \chi \} dA + \frac{1}{2} \int_A [Q]^T \{ \psi \} dA + \frac{1}{2} \int_A k_w w^2 dA + \frac{1}{2} \int_A k_g \left\{ \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2 \right\} dA \quad (2)$$

여기서,

k_w : Winkler 지반강성 $\{ \chi \}$: 곡률

k_g : 전단 지반강성 $\{ \psi \}$: 전단 변형

$[M]$: 모멘트 행렬 $[Q]$: 전단력 행렬

외력에 의한 일 (W_e)은 한 방향 압축 만을 고려하면 다음과 같다.

$$W_e = \frac{1}{2} \int P_x \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx \quad (3)$$

여기서, P_x : x 방향 면내력

식 (1), (2), (3)을 대입하여 행렬 형태로 정리하면 각각 다음과 같다.

$$\begin{aligned} T_e &= \frac{1}{2} \{ \delta_e \}^T [M_e] \{ \delta_e \} \\ U_e &= \frac{1}{2} \{ \delta_e \}^T [[K_e] + [K_f]] \{ \delta_e \} \\ W_e &= \frac{1}{2} \{ \delta_e \}^T [K_g] \{ \delta_e \} \end{aligned} \quad (4)$$

여기서,

- $[M_e]$: 관요소의 질량 행렬
- $[K_e]$: 휨 · 전단 강성행렬
- $[K_f]$: Winkler 지반 · 전단지반 강성행렬
- $[K_g]$: 기하 강성행렬

2.1.2 보요소

Fig 6.에서 Timoshenko 보-기둥 요소의 변위는 다음 식과 같이 나타낼 수 있다.

$$\{q\}^e = [w_1, \theta_1, w_2, \theta_2, w_3, \theta_3]^T \quad (5)$$

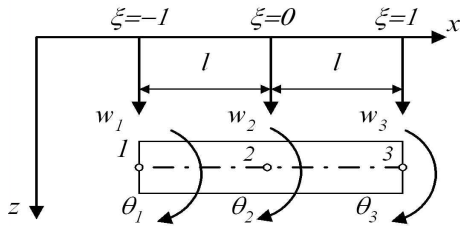


Fig 6. Timoshenko Beam-Column

Pasternak 지반으로 지지되고 있는 길이 $2\bar{a}$ 의 Timoshenko 보-기둥요소에 대한 변형 에너지 (U_{be})는 다음 식과 같다.

$$U_{be} = \frac{1}{2} \left[\int_{-\bar{a}}^{\bar{a}} \left\{ EI_b \left(\frac{\partial \theta}{\partial x} \right)^2 + k' GA_b \left(\frac{\partial w}{\partial x} - \theta \right)^2 + k_w (w)^2 + k_g \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 \right\} dx \right] \quad (6)$$

여기서,

- EI_b : 보-기둥 요소의 휨 강성
- k' : 전단계수
- G : 전단탄성계수
- A_b : 보-기둥 요소의 단면적

회전관성 효과를 고려한 보-기둥 요소의 운동에너지 (T_{be})는 다음과 같다.

$$T_{be} = \frac{1}{2} \int_{-\bar{a}}^{\bar{a}} \rho_b \left\{ A_b \left(\frac{\partial w}{\partial t} \right)^2 + I_b \left(\frac{\partial \theta}{\partial t} \right)^2 \right\} dx \quad (7)$$

여기서,

- ρ_b : 보 재료의 질량 밀도
- t : 시간

축 하중 P 에 의한 일 (W_{be})은 다음과 같다.

$$W_{be} = -\frac{1}{2} \int_{-\bar{a}}^{\bar{a}} P \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2 dx \quad (8)$$

Timoshenko 보-기둥 요소의 변형 에너지, 운동에너지, 축 하중이 한 일은 다음과 같이 요소의 절점 변위벡터 $\{q\}^e$ 의 향으로 쓸 수 있다.

$$\begin{aligned} U_{be} &= \frac{1}{2} \{q\}^e \cdot {}^T [[K]_b^e + [K_f]_b^e] \{q\}^e \\ T_{be} &= \frac{1}{2} \{\dot{q}\}^e \cdot {}^T [M]_b^e \{\dot{q}\}^e \\ W_{be} &= \frac{1}{2} \{q\}^e \cdot {}^T [K_g]_b^e \{q\}^e \end{aligned} \quad (9)$$

여기서,

- $\{ \cdot \}$: t 에 대한 도함수
- $[K]_b^e$: 휨 강성행렬
- $[K_f]_b^e$: Winkler 지반강성 행렬
- $[M]_b^e$: 질량 행렬
- $[K_g]_b^e$: 기하강성 행렬

2.2 전체 강성 행렬 구성

관요소와 보요소의 강성행렬을 포함한 에너지식 (4), (9)을 전체 요소에 대해 조합하면 다음과 같다.

$$\begin{aligned} U &= \frac{1}{2} \{\delta\} \cdot {}^T [K_E] \{\delta\} \\ T &= \frac{1}{2} \{\delta\} \cdot {}^T [K_M] \{\delta\} \\ W &= \frac{1}{2} \{\delta\} \cdot {}^T [K_G] \{\delta\} \end{aligned} \quad (10)$$

여기서,

- $[K_E]$: 전체 보강판의 휨 · 전단 · 지반강성 행렬
- $[K_M]$: 전체 보강판의 질량 행렬
- $[K_G]$: 전체 보강판의 기하강성 행렬

가상 일의 원리에 의해 얻어진 Hamilton 방정식은 다음과 같다.

$$\delta \int_{t_1}^{t_2} (U - T) dt - \delta \int_{t_1}^{t_2} W dt = 0 \quad (11)$$

식 (11)에서 $t = t_1, t_2$ 일 경우 $\delta\{\delta\} = 0$ 임을 고려하여 운동 에너지의 항만 고려하면 식 (11)는 다음과 같이 된다.

$$\begin{aligned} -\delta \int_{t_1}^{t_2} T dt &= -\delta \int_{t_1}^{t_2} \delta\{\delta\} \cdot {}^T [K_M] \{\delta\} \\ &= -|\delta\{\delta\} \cdot {}^T [K_M] \{\delta\}|_{t_1}^{t_2} + \int_{t_1}^{t_2} \delta\{\delta\} \cdot {}^T [K_M] \{\delta\} \\ &= \int_{t_1}^{t_2} \delta\{\delta\} \cdot {}^T [K_M] \{\delta\} \end{aligned} \quad (12)$$

식 (10), (12)을 식 (11)에 대입하여 운동방정식을 얻으면 다음과 같다.

$$[K_M] \{\delta\} + [[K_E] - [K_G]] \{\delta\} = 0 \quad (13)$$

2.3 동적 안정 방정식 구성

식 (13)에서 $[K_G]$ 는 면내 응력을 대입한 기하강성행

렬이다. 면내 응력을 1로 놓고 구한 강성행렬을 $[\bar{K}_G]$ 라 하면 $[K_G]$ 는 면내 응력 σ 와 $[\bar{K}_G]$ 의 곱인 $\sigma [\bar{K}_G]$ 로 대신할 수 있다. 동적 안정문제를 다루는 경우 σ 는 정응력 부분과 동응력 부분의 합으로 다음과 같이 나타낼 수 있다.

$$\sigma = \alpha \sigma_{cr} + \beta \sigma_{cr} \cos \bar{\omega} t = \sigma_0 + \sigma_t \cos \bar{\omega} t \quad (14)$$

여기서,

- α : 좌굴응력에 대한 정응력 비
- β : 좌굴응력에 대한 동응력 비
- σ_{cr} : 정적 좌굴응력
- $\bar{\omega}$: 동적 응력의 진동수
- σ_0 : 평균응력
- σ_t : 응력진폭

식 (14)를 식 (13)에 대입하면 다음과 같은 행렬형태의 Mathieu-Hill 방정식을 얻는다.

$$[K_M] \{ \delta \} + [[K_E] - \alpha \sigma_{cr} [\bar{K}_G] - \beta \sigma_{cr} \cos \bar{\omega} t [\bar{K}_G]] \{ \delta \} = 0 \quad (15)$$

여기서,

- $[\bar{K}_G]$: 평균 응력 σ_0 에 대한 기하 강성 행렬
- $[\bar{K}_G]$: 주기 응력 진폭 σ_t 에 대한 기하 강성 행렬

위의 Mathieu-Hill 방정식의 해를 다음과 같이 급수 형태로 가정된다.

$$\delta(t) = \sum_{k=1,3,5,\dots}^{\infty} \left(a_k \sin \frac{K\bar{\omega}}{2} t + b_k \cos \frac{K\bar{\omega}}{2} t \right) \quad (16)$$

식 (15)을 만족하기 위해서는 식 (16)을 식 (15)에 대입하여 구한 임의의 계수 a_k 와 b_k 의 $k \times k$ 차원의 행렬식은 영(zero)이 되어야 한다.

계수 a_k 와 b_k 에 대한 $k \times k$ 행렬식을 일차 근사화하면 다음 식과 같다.

$$\left\{ [K_E] - \alpha \cdot \sigma_{cr} [\bar{K}_G] \pm \frac{1}{2} \beta \sigma_{cr} [\bar{K}_G] - \frac{\bar{\omega}^2}{4} [K_M] \right\} = 0 \quad (17)$$

평균 응력과 응력 진폭의 영향을 동일하게 취하여

$[\bar{K}_G] = [\bar{K}_G] = [\bar{K}_G]$ 로 하면 식(17)는 다음과 같이 된다.

$$\left\{ [K_E] - \left(\alpha \pm \frac{1}{2} \beta \right) \sigma_{cr} [\bar{K}_G] - \frac{\bar{\omega}^2}{4} [K_M] \right\} \{ \delta \} = 0 \quad (18)$$

식 (18)에서 정적 응력 계수비 α 와 β 값에 따른 판의 진동수 비($\bar{\omega}/\omega_e$ =면내 응력의 진동수/판의 고유진동수)를 구하여 동적 불안정 영역을 표시한다.

3. 검증 및 안정해석 예

3.1 검증

보강판의 동적 안정해석 프로그램의 정밀도를 검증하기 위해 본 연구, 문헌 해 및 실험 값을 비교한다.

3.1.1 좌굴응력

본 연구에서는 응력-변형 거동이 탄성범위 내에 있다고 가정하였으므로 기존의 판 탄성좌굴해와 비교하여 좌굴응력 산정에 대한 검증을 실시하였다. 참고문헌 2.와 동일한 조건을 갖는 보강판에 대해 본 해석 프로그램을 이용하여 좌굴계수를 구하고 참고문헌 7.의 해와 비교 검토한다. 보강판의 조건은 다음과 같다.

탄성계수 (E): 2.1×10^6 kgf/cm²

포와송 비 (ν): 0.3

판의 크기: 60cm×60cm

지지상태: 4변 단순지지

판 두께: 0.6cm

Table 3. The buckling coefficient of stiffened plate

보강재 제원	γ	좌굴계수, k				
		본 연구	참고문헌 3	참고문헌 4 (박판이론)	오 차* (%)	오 차** (%)
0.05	5	12.58	12.62	12.00	-0.31	4.83
	10	15.78	15.99	16.00	-1.31	-1.38
	15	15.94	16.00	16.00	-0.35	-0.38
0.1	5	12.26	12.39	11.10	-1.03	10.45
	10	15.87	15.99	16.00	-0.74	-0.81
	15	15.90	16.00	16.00	-0.62	-0.63

$\delta = A_b/bh$, $\gamma = EI_b/bD$, $k = Pb/D$: 좌굴계수

P : 면내응력, I_b : 보강재의 단면 2차모멘트, b : 판의 폭

E : 탄성계수, D : 판의 휨강성, A_b : 보강재의 단면적

오차* = (본 연구 - 문헌(7))×100 / 문헌(7)

오차** = (본 연구 - 박판이론)×100 / 박판이론

Table 3에서 보강판의 좌굴계수를 본 연구와 박판이론을 적용한 참고문헌(4) 및 후판이론을 적용한 참고문헌(7)의 결과와 비교하였다. 참고문헌(4)와 최대 오차 10.45%를 보였다. 본 연구에서는 Mindlin 판이론을 적용하였기 때문에 면의 전단력을 고려하지 않는 박판이론과는 큰 오차를 보이고 있다. 면의 전단력을 고려한 후판이론을 적용한 참고문헌(2)와 본 연구의 결과는 최대 -1.31%의 만족할만한 오차를 나타내고 있다.

3.1.2 지반 위에 놓이지 않은 판의 고유진동수

Table 5는 면내 응력 변화에 따른 보강판의 고유진동수에 대해 본 연구와 실험의 결과를 비교한 것이다. 면내

응력이 $0.8 \sigma_{cr}$ 일 때 제 4 모드에서 -4.52%의 최대 오차를 보였다.

Table 5. The frequency of stiffened plate according to the in-plane force (Hz)

면내 응력	모드 번호	본 연구	실험	오차(%)
$0.2 \sigma_{cr}$	1	391.16	400.00	-2.26
	2	886.07	869.00	1.93
	3	1056.40	1025.00	2.97
	4	1396.96	1438.00	-2.94
	5	1804.25	1875.00	-3.92
$0.4 \sigma_{cr}$	1	338.51	338.00	0.15
	2	864.06	881.00	-1.96
	3	983.81	963.00	2.12
	4	1334.80	1356.00	-1.59
	5	1794.65	1831.00	-2.03
$0.8 \sigma_{cr}$	1	194.33	201.00	-3.43
	2	811.01	825.00	-1.73
	3	816.81	805.00	1.45
	4	1207.44	1262.00	-4.52
	5	1769.28	1788.00	-1.06

Pasternak 지반으로 지지된 판의 고유진동수를 참고문헌 5. 와 비교하여 본 연구 결과의 정밀도를 검토한다. 판의 조건은 참고문헌(5)와 동일하며 다음과 같다.

- 탄성계수 (E): $2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$
- 포와송 비 (ν): 0.3
- 판의 크기: $100\text{cm} \times 100\text{cm}$
- 판의 지지상태: 4변 단순지지
- 판 두께: 20cm
- Winkler 지반 변수 ($WFP = k_w a^4 / D$): 0, 10, 10^2 , 10^3 , 10^4
- 전단 지반 변수 ($SFP = k_g a^2 / D$): 0, 10

지반 변수 변화에 따른 참고문헌 5. 와 본 연구의 무차원 고유진동수 ($\lambda^2 = \omega a^2 \sqrt{\rho / D}$)를 비교하면 Table 6과 같다. 본 연구와 문헌(14)의 결과는 최대 0.22%의 오차를 나타내고 있어 Pasternak 지반 위에 놓인 보강판의 고유진동수 해석방법이 매우 타당함을 검증할 수 있었다.

Table 6. Non-dimensional natural frequencies of the stiffened plate

SFP	WFP	본 연구	참고문헌 5	오차(%)
0	0	17.4345	17.4486	-0.08
	10	17.7071	17.7208	-0.08
	102	19.9952	20.0042	-0.05
	103	35.5161	35.5028	0.04
	104	98.7452	98.5331	0.22
10	0	22.1956	22.2117	-0.07
	10	22.4104	22.4261	-0.07
	102	24.2580	24.2698	-0.05
	103	38.0741	38.0638	0.03
	104	99.6619	99.4473	0.22

4.2 안정해석

앞에서 보강판의 좌굴 응력에 대해 본 연구와 문헌의 결과를 비교하였고, 지반 위에 놓이지 않은 보강판의 면내 응력 변화에 따른 본 연구, 실험 및 문헌의 고유진동수를 비교하였고, 지반에 위에 놓인 평판의 본 연구와 문헌의 고유진동수를 비교하였다. 그 결과, 본 연구의 결과가 판과 보강판에 대해 모두 매우 높은 정도를 보임을 알 수 있었다. 따라서 본 연구에서 개발한 프로그램을 이용하여 Pasternak 지반으로 지지된 보강판의 동적 안정해석을 시행할 수 있다.

보강판의 동적 안정을 해석하기 위한 Pasternak 지반 위에 놓인 보강판의 모형은 Fig 5와 같다. 해석에 사용된 지반 및 보강판의 기계적, 기하적 제원은 다음과 같으며, 이 연구에서 보강판의 지지조건은 4변 단순지지에 국한하였다.

- 탄성계수 (E): $2.1 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
- 포와송 비 (ν): 0.167
- 지지조건: 4변 단순지지
- 판의 질량밀도 (ρ_b): $2.448 \times 10^{-6} \text{ kg/cm}^3$
- 판의 크기: $500\text{cm} \times 500\text{cm}$
- 보강재: $\delta = 0.1$, $\gamma = 0.4$
- 판 두께: 25cm
- 면내 응력의 변화: $0.4 \sigma_{cr}$, $0.8 \sigma_{cr}$
- Winkler 지반 변수 (WFP): 100, 1000
- 전단 지반 변수 (SFP): 5, 15

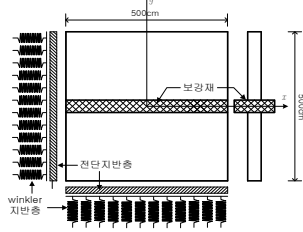
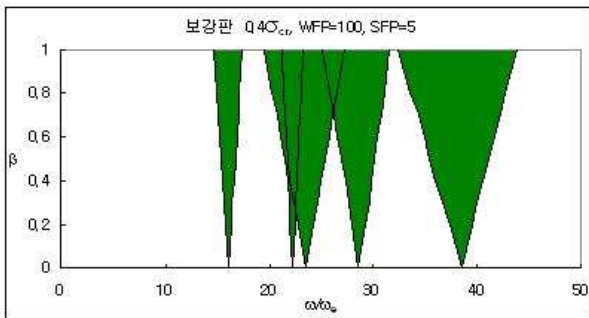
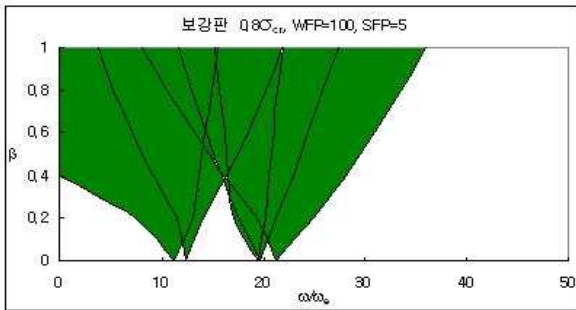


Fig 7. Supported by Pasternak foundation of stiffened plate

판의 동적 안정해석은 좌굴응력과 정응력계수 α , 동 응력계수 β 를 적용하고 고유치 문제를 풀므로써 α , β 및 판의 고유진동수 비 $\bar{\omega}/\omega_e$ 를 곡선으로 표시하면 보강 판의 불안정 영역의 경계를 나타내게 된다.

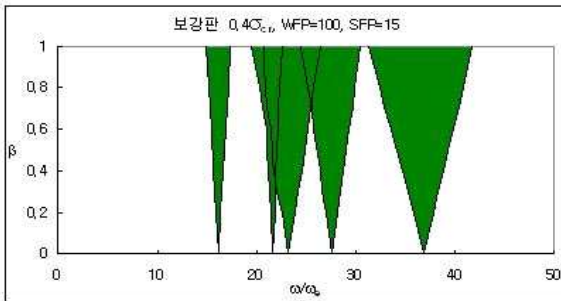


(a) WFP=100, SFP=5, P=0.4 σ_{cr}

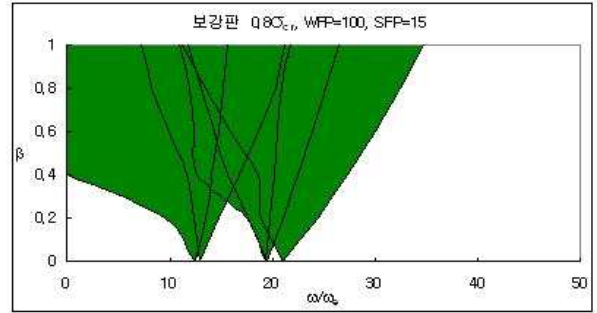


(b) WFP=100, SFP=5, P=0.8 σ_{cr}

Fig 8. Stability analysis of the stiffened plate for in-plane stress type

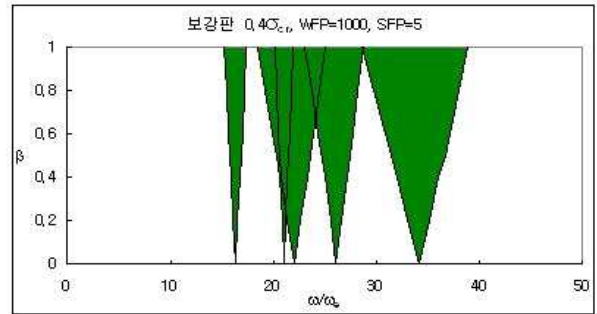


(a) WFP=100, SFP=15, P=0.4 σ_{cr}

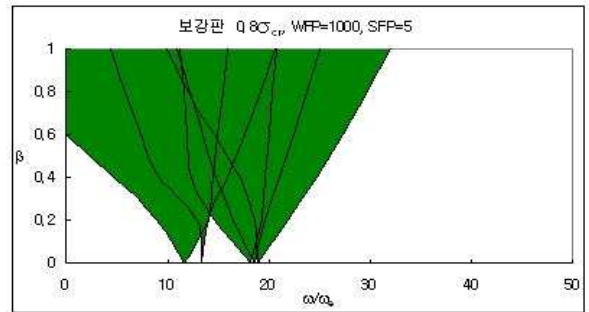


(b) WFP=100, SFP=15, P=0.8 σ_{cr}

Fig 9. Stability analysis of the stiffened plate for in-plane stress type



(a) WFP=1000, SFP=5, P=0.4 σ_{cr}



(b) WFP=1000, SFP=5, P=0.8 σ_{cr}

Fig 10. Stability analysis of the stiffened plate for in-plane stress type

Fig 8. ~ Fig 10.은 면내 응력을 받는 보강판의 동적 안정해석의 결과이며, 그래프 안의 곡선들은 동적 안정과 불안정 영역의 경계를 나타낸다. 이 그래프들은 α 를 0.4, 0.8로 하고 안정과 불안정 영역의 경계에 해당되는 고유진동수에 대한 면내 응력의 고유진동수 비 $\bar{\omega}/\omega_e$ 와 β 의 관계를 Fig으로 나타낸 것이다. 각 그래프에서 5개로 분리된 곡선 군을 볼 수 있으며, 좌측의 수직축으로부터 가까운 순서로 제 1 진동 모드에서부터 제 5 진동 모드까지를 나타낸다. 각 모드는 2개의 곡선으로 이루어져 있고, 각 모드 중 좌측 곡선은 $\alpha + (1/2)\beta$ 를, 우측 곡선은 $\alpha - (1/2)\beta$ 를 적용한 곡선들이다. 보강판의 동적 변수 (β , $\bar{\omega}/\omega_e$)를 그래프 상에 나타내었을 때 음영 부분에 있으면 보강판은 불안정 상태에 있고, 밖에 있으면 안정 상태에 있다.

Fig 8. ~ Fig 10. 에서 보는 바와 같이 면내 응력이 0.4에서 0.8로 커질수록 제 2, 3 모드에 의한 불안정 영

역은 넓어지며, 제 1, 2 모드와 제 3, 4, 5 모드는 불안정 영역이 중첩되며, 각 모드의 불안정 영역이 왼쪽으로 치우치면서 불안정 영역이 확대되고 있다.

Fig 8(a), Fig 9(a) 및 Fig 10(a)와 같이 전단 지반 변수 (*SFP*)가 5, 15로 변하고 다른 조건들이 같은 경우에 *SFP*가 커질수록 각 모드의 불안정 영역이 왼쪽으로 치우친다.

Fig 8 (a)와 Fig 10(a)와 같이 Winkler 지반 변수 *WFP*를 100, 1000으로 변화시키고 다른 조건들이 같은 경우에 *WFP*가 커질수록 각 모드의 불안정 영역이 왼쪽으로 치우치며, 불안정 영역이 좁아지고 있다.

5. 결 론

보강판의 동적 안정해석에 관한 연구이다. 보강판의 유한요소는 판요소와 보요소로 구성하고 판요소와 보요소에 대한 강성 행렬들을 전체 요소에 대해 조합하여 동적 안정해석 방정식을 얻었다. 보강판의 지반은 지반의 연속성을 고려한 Pasternak 지반으로 모형화하였다. 판 해석은 Mindlin 판 이론을, 보 해석은 Timoshenko 보-기둥 이론을 적용하였다. 이 연구의 결과로 다음과 같은 결론을 얻었다.

1) 본 연구에서 산출한 지반 위에 놓인 보강판의 고유진동수와 좌굴응력은 문헌 해와 매우 근사하였다. 또한 지반 위에 놓이지 않은 보강판의 면내 응력변화에 따른 본 연구의 고유진동수는 본 연구에서 시행한 실험값과 매우 잘 일치하였다.

2) 조적기둥(보강)으로 보강된 조적벽체의 안정영역은 면내 응력이 커질수록 제 2, 3 모드의 불안정 영역은 넓어지며, 제 1, 2모드와 제 3, 4, 5모드의 불안정 영역은 중첩된다.

3) Winkler 지반 변수 (*WFP*)와 전단 지반 변수 (*SFP*)가 커질수록 각 모드의 불안정 영역은 왼쪽으로 치우치고 불안정 영역이 축소된다.

이상의 결과로 지반 변수의 크기, 면내 응력의 크기 및 보강재 유무 등은 판의 동적 안정에 영향을 주는 요인이며, 보강판의 휨 강성, 크기 및 두께를 변화시키고 또한 보강재의 제원을 적절하게 조절함으로써 보강판의 불안정 영역을 제어할 수 있고 결과적으로 보강판의 안정성을 확보할 수 있을 것으로 사료된다.

참 고 문 헌

1. 장극관, 서대원, "우리나라 저층 조적조 건축물의 내진설계 현황 및 필요성", 대한건축학회지, 건축1105, p45~50

2. A. K. Srivastava, P. K. Datta and A. H. Sheikh, "Buckling and Vibration of Stiffened Plates Subjected to Partial Edge Loading," J. of Mechanical Sciences, Vol. 45, 2003, pp. 73~93

3. 이용수, 김일중, 오숙경, "비균질 Pasternak 지반 위에 놓인 면내력을 받는 후판의 진동해석," 한국강구조학회논문집, 제 15권, 제3호, 2003, pp. 291~298

4. S. P. Timoshenko and J. M. Gere, Theory of Elastic Stability, Second Edition, McGraw-Hill, New York, 1963

5. H. Matsunaga, "Vibration and Stability of Thick Plates in Elastic Foundations," Journal of Engineering Mechanics, 2000

6. 이덕용, 김일중, "농촌지역시설물의 태풍피해 예방 및 대책에 관한연구", 한국농촌건축학회논문집, 제14권4호(통권 47호), 2012.11, pp117~124

7. 이덕용, 김일중, "농촌지역의 조적조 건축물의 내진성능 개선을 위한 구조적 보강법 제안에 관한 연구", 한국농촌건축학회논문집, 제15권4호(통권51호), 2013.11, pp51~58

8. 장극관, 서대원, 한태경, 반복하중을 받는 육각형블록벽체의 전단내력평가, 한국구조물진단유지관리공학회논문집, 14(6), 2010

9. FEMA P-774, Unreinforced Masonry Buildings and Earthquakes, 2009

10. JRC, Seismic Retrofit of RC Frame Buildings with Masonry Infill Walls : Literature Review and Preliminary Case Study, 2008

접수일자 : 2014. 10. 11
 심사완료일자 : 2014. 11. 20
 게재확정일자 : 2014. 11. 23