

기존RC교량 바닥판의 유지관리를 위한 전문가 시스템 개발

Development of the Expert System for Management on Existing RC Bridge Decks

손용우¹⁾ 강형구²⁾ 이증빈³⁾
Sohn, Yong-Woo · Kang, Hyung-Goo · Lee, Cheung-Bin

Abstract

The purpose of this study makes a retrofit and rehabilitation practice through the analysis and the improvement for the underlying problem of current retrofit and rehabilitation methods. Therefore, the deterioration process, the damage cause, the condition classification, the fatigue mechanism and the applied quantity of strengthening methods for RC deck slabs were analyzed. Artificial neural networks are efficient computing techniques that are widely used to solve complex problems in many fields. In this study, a back-propagation neural network model for estimating a management on existing reinforced concrete bridge decks from damage cause, damage type, and integrity assessment at the initial stage is needed. The training and testing of the network were based on a database of 36. Four different network models were used to study the ability of the neural network to predict the desirable output of increasing degree of accuracy. The neural networks is trained by modifying the weights of the neurons in response to the errors between the actual output values and the target output value. Training was done iteratively until the average sum squared errors over all the training patterns were minimized. This generally occurred after about 5,000 cycles of training.

1. 서 론

철근콘크리트 바닥판(RC 바닥판이라 칭함.)에 격자상 균열이 발생하고, 콘크리트의 부분적인 탈락 및 포장면의 함몰 등의 손상사례가 고속도로상에서 수차레에 걸쳐서 보고되어 왔으며, 지금 까지도 교량관리자에게 있어서는 철근 콘크리트 바닥판의 유지관리문제가 가장 큰 현안이 되고 있다. 그런데, RC 바닥판은 지간(주형 사이)에 비해서 두께가 얇은 판구조이고 휨모멘트가 거동에 대해서 지배적이므로 우리나라 뿐만 아니라 구미 외국에서도 탄성박판 휨이론에 근거한 허용 응력설계법이 충분히 안전한 것으로 인식되어왔다. 그러나, 고도 경제성장에 따른 교통량의 급속한 증대 및 시공환경의 열화 등을 고려하면 종래의 휨모멘트에 근거한 설계법은 반드시 충분하지는 않은 것으로 인식하기에 이르렀다. 특히, 도로교 바닥판은 윤하중을 직접지지하고, 시간적으로 그리고 공간적으로 변동이 심한 반복하중을 받지만, 과거의 설계기준에서는 피로의 영향을 충분히 고려하지 못하므로써 시공 전·후에 발생하는 내·외적요인으로 인한 손상, 즉 균열, 박리, 누수 등이 발생하여 보수·보강해야 하는 사례가 늘고 있다. 이러한 결함은 두 가지 이상의 복합요인으로 인해 발생하므로 손상원인을 찾아내는 작업은 용이하지 않다. 또한 진단 및 보수·보강은 진단단의 주체자에 의해 그 방법이 각각 다르게 나타나고 있어 절차에 대한 체계화 연구가 시급한 실정이다. 본 연구에서는 기존 철근 콘크리트 교량 바닥판의 손상원인 및 특성을 조사하고 손상 형태 및 손상 원인, 인공신경망의 학습형태를 구축하고, 외관조사에 의한 상태등급, 내구성지수, 내하성지수, 그리고 손상도지수에 따른 보수·보강공법의 알고리즘을 정립하여 기존 철근 콘크리트를 교량 바닥판의 유지관리를 위한 전문가 시스템을 구성하는 자료로 활용하고자 하였다.

- 1) 순천건설(주) 기술이사, 공학박사
- 2) 용진엔지니어링(주) 대표이사
- 3) 용진엔지니어링(주) 연구이사, 공학박사, 정회원

2. 인공 신경 회로망의 이론

2.1 신경 세포의 구조

인간의 뇌는 $10^{10} \sim 10^{11}$ 개나 되는 뉴런(neuron)이 조직적으로 결합된 거대 시스템으로, 각 뉴런은 그림1과 같이 본체인 세포체(cell body) 부분과 복잡하게 갈라져서 다른 뉴런의 전기 신호를

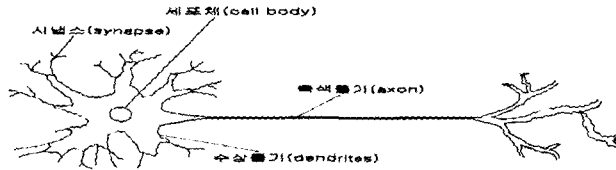


그림 1 . 뉴런(Neuron)

받아들이는 수상돌기(dendritic) 부분, 그리고 본체에서 한 줄만 뻗어나왔다가 말단에서 다수로 갈라져 정보를 전달하는 축삭돌기(axon) 등 세 가지로 구성된다. 축삭돌기의 연결 부분을 시냅스(synapse)라고 하며, 각 뉴런들은 시냅스 연결을 통하여 정보를 교환한다. 인공신경 회로망의 활성화함수에는 계단함수, 임계논리함수, 시그모이드(sigmoid)함수 등이 있는데, 본 논문에서는 시그모이드 함수를 사용했다. 즉, 신경망의 출력값은 입력값과 이에 대응하는 연결강도를 곱한 값의 총합에서 임계값을 뺀 값을 활성화함수에 입력하여 구한다.

2.2 역전파(Back-propagation) 학습 알고리즘

신경망 모델의 종류에는 1943년 McCulloch와 Pitts가 최초의 수학적 모델을 제시한 이후 Perceptron, Madline, Hopfield, Kohonen, ART, BAM, Back-propagation, Counterpropagation 등의 다양한 모델이 등장했으며, Back-propagation 모델은 현재 예측을 위한 신경망 학습 알고리즘에 90% 이상을 차지하고 있다. 역전파 신경 회로망은 그림 2와 같이 다층 퍼셉트론(multi-layered perceptron)의 구조를 갖고 있으며, 학습 단계와 산출 단계로 동작한다.

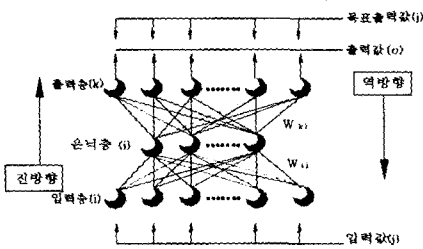


그림 2 . 다층 퍼셉트론의 구조

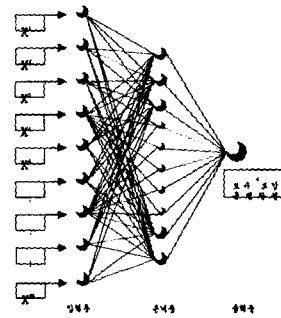


그림 3 . 뉴런의 네트워크

우선 학습 단계에서는 입력패턴(input pattern)과 목적패턴(target pattern)이 다수에 입·출력상으로 주어지고, 각 입력패턴에 출력을 먼저 계산한 후, 의도하는 출력과 실제 출력과의 차이를 줄이는 방향으로 연결 강도를 조정한다. 조정 과정이 끝나면 같은 과정으로 학습을 반복함으로써 최적의 연결 강도를 구한다. 산출 단계에서는 입력만 주어지면 연결 강도와에 계산에 의해 적절한 계산된다.

다층 역전파 신경 회로망의 학습 단계에서 사용하는 학습 알고리즘은 일반화된 델타 룰(Generalized delta rule)이라고도 하며, 그림 2와 같이 진행 방향에 따라 전방향 진행과 역방향 진행으로 구분할 수 있다.

3. RC바닥판의 손상과 손상원인분석

3.1 철근콘크리트 바닥판의 손상과정

철근 콘크리트 바닥판의 손상은 손상장소 및 손상원인에 따라 여러 가지 형태로 나타난다. 그러나, 기존의 손상사례를 근거로 살펴보면 바닥판의 압축측 콘크리트의 압괴 및 철근의 인장파단에 의해서 바닥판이 파괴되는 것은 거의 보이지 않고, 콘크리트의 인장부에 발생된 균열이 시간과 함께 점차적으로 발달하여, 이른바 거북등 형상의 균열망이 형성되어 부분적으로 콘크리트가 함몰하여 떨어져 나가는 경우가 거의 대부분이다.

따라서, 콘크리트에 발생하는 균열이 철근콘크리트 바닥판의 손상에 큰 역할을 하는 것이 분명하므로 균열상황을 관찰하는 것에 의해서 바닥판의 열화과정을 파악하는 것이 가능하다. 또한, 균열의 위치, 방향, 크기 등을 상세히 조사하는 것에 의해서 어느 정도 그 원인을 추정하는 것도 가능하다고 생각된다.

바닥판의 손상에는 인공신경망의 학습에 필요한 그림 3에서와 같이 여러 가지 복잡한 영향인자가 연관되며, 일반적으로 이러한 요인들 중에 몇 가지가 서로 합해져서 손상이 일어나며, 그것에 대응하는 균열의 형태도 변하는 것으로 생각된다. 철근콘크리트 바닥판으로서 가장 일반적으로 사용되는 주철근이 차량진행방향에 직각인 1방향판의 경우에, 바닥판 콘크리트의 함몰에 이를 때까지 가장 많이 보여지는 균열손상은 (1)일방향 균열의 발생, (2)균열의 2방향화, (3)균열의 귀갑상화, (4)균열의 관통 및 유리서리의 발생, (5)균열 모서리 탈락 및 균열 틈세의 진전, (6)콘크리트의 함몰의 순서로 발생한다.

3.2 손상원인과 손상형태

철근콘크리트 바닥판의 손상형태는 크게 균열, 박리 및 파손, 철근노출 및 부식, 누수 및 백태, 콘크리트의 품질저하 등으로 분리될 수 있으며, 손상원인은 표 1에서와 같이 14가지 항목으로 분류하였고, 정밀 외관조사에 의한 철근콘크리트 바닥판에 나타나는 손상형태를 균열의 패턴, 위치, 박리, 팍 아웃, 스케일링 등의 18가지로 분류하였다.

표 1. 손상형태 및 손상원인

손상형태	손상원인
1. 시공초기에 발생한 불규칙한형태의 균열	1. 시공상의 결함
2. 동간격의 수직균열	2. 건조수축
3. 요각부의 경사균열	3. 누수
4. 백태	4. 알칼리 골재 반응
5. 슬래브에서 방향없이 마구 갈라지는 균열	5. 동결융해의 반복
6. 거더에 평행한 긴 균열	6. 콘크리트의 중성화
7. 팍 아웃	7. 열해
8. 표면 스케일링	8. 피복두께 부족
9. 모서리 부분을 중심으로 발생한 망상형 균열	9. 배력철근량 부족
10. 녹 흔적	10. 구조상 약점(단부)
11. 모서리 부분을 중심으로 발생한 박리	11. 바닥판 두께 부족
12. 배근을 따라 발생한 박리	12. 주형의 강성 부족
13. 배근을 따라 발생한 균열	13. 내하력 부족
14. 주철근 방향으로 거의 규칙적인 일방향 균열	14. 충격
15. 슬래브 중앙을 중심으로 발생한 망상형 균열	
16. 단부에 발생한 균열	
17. 단부에 발생한 박리	
18. 일부분에 집중한 균열	

4. 인공신경망의 알고리즘 구성

4.1 외관상태 평가 기준

교량구조물에 대한 유지 관리의 기본원칙은 기존교량을 안전하게 이용할 수 있도록 그 기능을 만족시키며 도로를 이용하는 사람들과 자동차들의 통행에 의구심을 갖지 않도록 안전성을 일정 수준이상으로 확보하는 것이다. 이러한 교량구조물에 대한 유지관리의 흐름은 점검, 외관상태평가, 보수·보강의 3가지를 순차적으로 행하는 것이다. 즉, 점검은 교량구조물의 손상을 발견하여 어느 정도까지 손상이 진행되고 있는가를 잘 조사하는 것이다. 따라서, 본 연구에서는 1996년에 건설교통부에서 제정한 안전점검 및 정밀안전진단 세부 지침으로 표 2와 같이 균열, 박리 파손, 철근노출, 누수 및 백태 등에 의해서 바닥판의 외관상태를 판정하였다.

4.2 건전성평가 판정기준

본 연구에서 사용하는 건전성평가 판정기준은 내구성(잔유저항계수), 내하율 및 손상계수를 이용

표 2. 건설교통부 손상판정 기준

등급	균열		박리	파손	철근노출	백태	오염
	일방향 균열	이방향 균열					
A	없음, 0.1mm이하부분적	없음	없음	없음	없음	없음, 보수후 원상회복	없음
B	0.1-0.2mm간헐적(30cm이하)	없음	없음	없음	없음	국부적발생, 초기상태	없음
C	0.1-0.2mm길이(20cm이상간격)	0.1-0.2mm부분적	없음	국부적	없음	표면전반에얇은 상태	균열사이로 누수
D	0.1-0.2mm길이(20cm이하간격)	0.2-0.3mm망상균열	국부적	국부적	부분적, 부식동반	균열주변에 심함 백태	균열주변으로 누수악화, 콘크리트표면부식
E	0.4mm이상의 균열로 발전	0.2-0.3mm망상균열	전반적	전반적	다수발생, 부식심화	균열주변에 심함 백태	균열사이로 녹물이 나니 토발생, 부식탈락

하여 공용년수에 따른 철근콘크리트 교량구조물의 노화예측모델로 다음과 같이 구하였다.

$$S_L = f(t) = b_L - a_L t^4, \quad S_D = g(t) = b_D - a_D t^3, \quad S_R = p(t) = b_R - a_R t^3 \quad (1)$$

여기서, S_L = 내하성(내하율)에 의한 평균건전도, S_D = 손상도(손상계수)에 의한 평균건전도

S_R = 내구성(잔유저항계수)에 의한 평균 건전도, $a_L, a_D, a_R, b_L, b_D, b_R$ = 정수

따라서 본 연구에서는 외관상태에 의한 건전성평가모델을 일반적인 4단계의 노화과정으로 평가하면 표3와 같이 된다.

표3. 외관상태에 의한 건전성평가

외관상태등급	노화기간	건전성평가		
		내구성지수	내하성지수	손상도지수
A	잠복기	1.0	1.0	1.1
B	진전기	0.95	0.9	0.9
C	가속기(전기)	0.85	0.8	0.7
D	가속기(후기)	0.75	0.7	0.55
E	노화기	0.6	0.55	0.3

5. 교량바닥판의 보수·보강 적정유지관리 모델

5.1 유지관리대책의 노화예측모델

교량구조물을 효율적으로 유지관리하기 위해서는 점검, 진단 및 이를 토대로한 적절한 보수·보강 등이 실시되어야 한다. 특히 보수·보강의 경우 손상정도에 적합한 기술개발이 시급함에도 불구하고 현 시점에서는 교량구조물의 보수·보강의 판정 및 선정기준이 없는 것이 사실이다. 이를 위해서 본 연구에서는 전철에서 사용한 공용년수에 따른 보수·보강전의 노화예측모델 식을 이용하면 교량구조물에 대한 보수·보강후의 유지관리대책을 다음과 같이 정량화 할 수 있다.

따라서 바닥판에 대한 보수·보강후의 유지관리대책은 보수·보강공법의 적절한 선정이나 보수·보강비용이 고려되어야 하므로 외관상태, 내구성, 내하성, 손상도 그리고 손상원인, 손상형태를 고려한 판정을 정량화하면 i 번째 내구성, 내하성, 손상도지수에 의한 보수·보강후의 노화예측 모델은 다음과 같이 된다.

가). 보수인 경우

$$\text{내구성지수: } S_{R(i)} = b_{R(i)} - \alpha a_{R(i)} t^3 \quad (2a)$$

$$\text{내하성지수: } S_{D(i)} = b_{D(i)} - \alpha a_{D(i)} t^3 \quad (2b)$$

$$\text{손상도지수: } S_{L(i)} = b_{L(i)} - \alpha a_{L(i)} t^4 \quad (2c)$$

$$\text{여기서, } b_{R(i)} = 1.0 + \alpha a_{R(i)} t_0^3$$

$$b_{D(i)} = 1.0 + \alpha a_{D(i)} t_0^3$$

$$b_{L(i)} = b_L - \alpha a_{L(i)} t_0^4$$

단, α = 보수효과계수, t_0 = 현시점(점검시점)의 공용년수

b_L = 보수·보강전의 손상변화율

교량구조물의 열화 또는 손상을 회복시키기 위해 부재의 저항능력 회복을 목표로 하지 않고 자연환경에 대한 내구성 확보가 목적인 경우에는 보수공법이 사용되어 지는데, 이에 대한 보수·보강후의 노화에측 모델 식(2)에 필요한 각종 보수공법에 따른 보수효과 계수의 값을 나타내면 표 4와 같이 된다.

표 4. 바닥판에 대한 보수효과계수

부재	보수공법	보수효과(α)
바닥판	교면방수	1.0
	합성수지+몰탈주입	0.8
	합성수지주입	0.6
	철근방청	0.5
	단면수복	0.3

나). 보강인 경우

$$\text{내구성지수: } S_{R(i)} = b_{R(i)} - \alpha a_{R(i)} t^3 \quad (3a)$$

$$\text{내하성지수: } S_{D(i)} = b_{D(i)} - \alpha a_{D(i)} t^3 \quad (3b)$$

$$\text{손상도지수: } S_{L(i)} = b_{L(i)} - \gamma_1 \gamma_2 (bf/rf) a_{L(i)} t^4 \quad (3c)$$

$$\text{여기서, } b_{R(i)} = \beta_1 + \alpha a_{R(i)} t_0^3$$

$$b_{D(i)} = \beta_2 + \alpha a_{D(i)} t_0^3$$

$$b_{L(i)} = rf + \gamma_1 \gamma_2 (bf/rf) a_{L(i)} t_0^4$$

단, α, β₁, β₂, γ₁, γ₂ = 보강효과계수

bf= 내하성회복도, rf=보수·보강후의 내하력

보수공법과 보강공법으로 분류하는 기준은 내하력의 부족을 회복시킬 수 있는 공법인가에 따라서 분류되지만 명확한 경계가 있는 것은 아니다. 일반적으로 교량구조물의 각 부재가 현재의 통행

표 5. 바닥판에 대한 보강효과계수

부재	보강공법	보강효과계수				
		α	β ₁	β ₂	γ ₁	γ ₂
바닥판	FRP접착	1.0	1.0	1.0	0.5	0.67
	상판중후	1.0	1.0	1.0	1.0	0.67
	새로보증설	1.0	fsc	damf	1.0	0.67
	강판접착	1.0	1.0	1.0	0.5	0.67
	상판중후+보수포함	1.0	fsc	damf	0.5	0.67

단, f_{sc}=잔유저항계수, damf = 손상도

하중이나 자중 등에 대한 저항성이 부족할 경우에는 이를 증가시키기 위한 공법으로 보강공법이 사용된다. 이러한 보강공법을 보수·보강후의 노화에측 모델 식으로 선정할 수 있는데, 이 때 바닥판에 대한 보강효과 계수는 표 5와 같이 된다.

다). 교체인 경우

$$\text{내구성지수: } S_{R(i)} = b_{R(i)} - a_{R(i)} (t - t_0)^3 \quad (4a)$$

$$\text{내하성지수: } S_{D(i)} = b_{D(i)} - a_{D(i)} (t - t_0)^3 \quad (4b)$$

$$\text{손상도지수: } S_{L(i)} = rf - (bf/rf) a_{L(i)} (t - t_0)^4 \quad (4c)$$

$$\text{여기서, } b_{R(i)} = 1.0 + a_{R(i)} t_0^3$$

$$b_{D(i)} = 1.0 + a_{D(i)} t_0^3$$

$$b_{L(i)} = 1.0 + a_{L(i)} t_0^4$$

단, bf= 내하성회복도, rf=보수·보강후의 내하력

t₀= 현시점(점검시점)의 공용년수

바닥판의 교체인 경우는 외관상태 평가 등급이 E에 해당되고, 손상원인 및 손상형태가 거의 연관되어 있으며 전절 4.2의 건전성 평가에 있어서 내구성지수, 내하성지수, 손상도지수가 E 등급에 해당된다.

5.2 교량바닥판의 보수·보강비 및 잔여수명 예측평가

현재 매우 많은 종류의 보수·보강공법이 시행되고 있으나 보수 또는 보강공사 후에 얻어지는 효과에 관한 연구는 대부분 부재시험이나 재하시험에 의해 철근콘크리트 구조물의 역학적 거동이나 내하력의 증가에만 초점이 맞추어져 있으며, 이 또한 부재시험을 통하여 보수·보강전 후의 역학적 거동의 파악이나 성능회복 정도를 파악하고 있는 수준이다. 따라서 본 연구에서는 기존의 연구에서 제시하고 있는 보수·보강공법의 효과를 토대로 각 공법의 보수효과 즉 손상회복 효과를 정량화하여 보수비 예측평가를 개발한다. 보수효과의 정량화는 보수전과 후의 공칭저항모멘트와 본래의 공칭저항모멘트의 함수로 나타내면 다음과 같이 된다.

$$e_{rep} = \frac{M_{ra} - M_{rb}}{M_{ro}} \quad (5)$$

여기서, M_{ro} = 본래의 공칭저항모멘트, M_{ra} = 보수·보강후의 공칭저항모멘트, M_{rb} = 보수·보강전의 공칭저항모멘트
 M_{ra} , M_{rb} 의 값은 전철의 철근부식 평가와 콘크리트의 노후화 평가에 따라 달라지는데, 보수·보강비 예측모델 평가에 필요한 M_{ra} , M_{rb} 의 값과 보수비용을 보수효과로 표현하면 식 (6) 및 식 (7)과 같이 된다.

$$M_{ra} = M_{rtp} \quad (M_{agep} \geq M_{rtp}), \quad M_{ra} = (M_{agep} + M_{rtp})/2 \quad (M_{agep} < M_{rtp}) \quad (6a)$$

$$M_{rb} = M_{rt} \quad (M_{age} \geq M_{rt}), \quad M_{rb} = (M_{age} + M_{rt})/2 \quad (M_{age} < M_{rt}) \quad (6b)$$

여기서, M_{rtp} = 보수·보강후 철근부식에 의한 공칭저항강도, M_{agep} = 보수·보강후 콘크리트 노후화에 의한 공칭저항강도
 M_{rt} = 보수·보강전 철근부식에 의한 공칭저항강도, M_{age} = 보수·보강전 콘크리트 노후화에 의한 공칭저항강도

$$C_{rep} = a_{rep} \left(\frac{M_{ra} - M_{rb}}{M_{ro}} \right)^\gamma = a_{rep} e_{rep}^\gamma \quad (7)$$

여기서, γ = 모델파라미터(매개변수), a_{rep} = 교량구조물의 교체(개축) 비용

이 때, 실제로 예산이 배정된 개축비용을 근거로 하여 산정한 값을 사용하면 철근콘크리트교 바닥판의 교체(개축)비용 a_{rep} (원단위)는 다음과 같이 된다.

$$a_{rep} = 3477,219 \times L^{0.65895} \times W^{0.80350} \times H^{0.25905} \quad (8)$$

여기서 L, W 및 H = m 단위의 교장, 교폭 및 교고

한편, 철근콘크리트교 바닥판의 경과년수와 내하성의 평균건전도의 함수인 내하성지수, 내구성의 평균건전도의 함수인 내구성지수 및 손상도의 평균건전도의 함수인 손상도지수를 이용하면 보수·보강전후의 잔여수명 예측을 다음과 같이 계산할 수 있다.

$$\text{내하성} : t_L = \sqrt[4]{b_L/a_L} - t, \quad \text{손상도} : t_D = \sqrt[3]{b_D/a_D} - t, \quad \text{내구성} : t_R = \sqrt[3]{b_R/a_R} - t \quad (9)$$

여기서, t_L = 내하성에 의한 잔여수명, t_D = 손상도에 의한 잔여수명, t_R = 내구성에 의한 잔여수명

6. 적용 예 및 고찰

6.1 대상교량의 개요

본 연구에서 적용한 대상교량의 개요는 표 6에 제시된 바와 같이 3경간 슬래브교로 이루어져 있으며, 설계하중은 DB-18인 2등교이다.

표 6. 낙포교의 제원과 일반사항

교량위치	전라남도 여수시 낙포동		
설계하중	DB - 18	교량등급	2 등교
상부구조	교폭 도로교(17m) + 관로교(10m) = 총폭(27m) 연장 3@13.3m = 40.0m, SKEW 35°		
하부구조	교대 : 본체 Box벽체 교각 : 본체 Box벽체	기초 : Box 하부슬래브 기초 : Box 하부슬래브	
시공년도	1969년	시행청	한국수자원공사

6.2 외관상태 평가 및 보수·보강 판정

교량구조물의 정밀외관조사시에는 구조적인 손상뿐만 아니라 둔각부 균열, 받침부의 부스러짐, 지점부의 사인장균열, 중앙부의 휨균열에 대하여 주의 깊게 관측되어야 한다. 이 슬래브교의 제 1, 2경간의 경우 바닥판에 발생된 균열의 갯수도 많고, 일부는 슬래브의 바닥판 하단까지 균열로 인한 철근노출까지 진행되어 위험한 것으로 관측되었다. 외관조사에 따른 상부바닥판의 손상현황을 표 7에 제시하였다.

표 7. 낙포교 바닥판의 외관손상현황 및 등급

손상부위	손상위치	손상원인	기존 건설교통부안			본 연구의 인공신경망		
			손상 등급			입력 변수 값		
			제1경간	제2경간	제3경간	제1경간	제2경간	제3경간
휨균열	중앙부	균열,파손	C	C	C	0.2	0.2	0.2
	중앙부	박리	C	C	C	0.5	0.5	0.5
받침부 손상	지점부	균열,파손	C	C	C	0.2	0.2	0.2
	지점부	박리	D	D	C	0.75	0.75	0.5
	지점부	철근노출	D	D	C	-0.8	-0.8	-0.6
지점부 손상	지점부	균열,파손	C	C	C	0.2	0.2	0.2
	지점부	박리	D	D	C	0.75	0.75	0.5
둔각부 균열	지점부	균열,파손	C	C	C	0.2	0.2	0.2
	지점부	박리	D	D	C	0.75	0.75	0.5
	지점부	철근노출	D	D	C	-0.8	-0.8	-0.6
종합 판정			D	D	C	0.733(D)	0.733(D)	0.5024(C)

본 연구에서 구축한 인공신경망을 이용한 기존 RC바닥판의 외관상태평가의 타당성을 검토하기 위하여 표 3의 입력변수값을 실제 사례로 적용하였고, 총 외관조사항목 10개의 입력변수를 입력층에 10개의 노드(Node)로 구성시켜 0~1사이의 값을 갖도록 변화시켰다. 은닉층의 수는 10개로 고정하였고, 학습의 반복횟수는 5000번으로 신경망을 학습시켰다. 이 때 학습률(lr)은 0.1, 오차제곱평균(RMS)의 오차허용한계는 0.05로 은닉층과 출력층이 모두 로지스틱(logistic) 전달함수를 갖는 2개층의 신경망과 역전파 알고리즘을 사용하였다. 오차한계를 0.05로 했을 때 학습의 반복횟수가 600번째 이내의 학습에서 목표에 도달될 수 있었다.

따라서 표 7의 제3경간 외관상태의 입력변수를 사용하고, 14가지의 손상원인과 18가지의 손상형태 그리고 내구성지수, 내하성지수 및 손상도지수 등 36가지의 입력변수를 사용하여 본 연구에서 제안한 인공신경망을 학습시키면, 보수·보강에 대한 판정 등급의 출력은 output=0.5024로 목표출력 t=0.50에 대응되므로 보수 및 보강판정에서 보수판정에 해당되고 보수공법은 합성수지 주입공법에 해당된다. 제1경간과 제2경간의 보수·보강판정과 공법은 인공신경망을 학습시킨 결과 보강판정으로 FRP접착공법에 해당된다. 이 때 목표출력값과 학습출력값의 오차는 0.048%이다.

6.3 소요보강모멘트 산정

손상되거나 노후화된 교량에 대한 여러 가지 보강방법을 적용할 경우에는 소요보강 모멘트의 산정이 선행되어야 한다. 본 연구에서는 노후화된 교량의 경우 현재의 상태가 초기에 설계된 활하중을 견딜 능력이 안전진단결과 구하여진 내하율(RF)만큼 상실되었다고 판단하여 손상된 슬래브의 소요보강 모멘트를 구하였다.

표 8. 바닥판의 경간 중앙부 FREP 보강전과 보강후의 결과

구 분	FREP 보강전				FREP 보강후			
	내하율	M_u (t.m)	M_d	M_d/M_u	M_{req}	M_d	M_d/M_u	t_{req}
제 1경간	0.7798	40.66	37.20	0.9150	14.96	51.40	1.264	0.6209
제 2경간	0.8357	40.66	39.86	0.9803	10.42	49.47	1.217	0.4325
제 3경간	0.6467	40.66	39.86	0.9803	28.52	67.67	1.66	1.18

$$M_u = \text{극한휨모멘트}, \quad M_d = \text{설계휨모멘트}, \quad M_{req} = \text{소요보강휨모멘트}, \quad t_{req} = \text{소요보강두께}$$

본 교량의 경우 설계하중인 DB-18의 활하중에 의하여 발생하는 모멘트는 극한 휨모멘트(M_u)로 계산되었으며, 강도설계평가법에 의한 내하율은 경간별로 표 8에 제시하였다. 내하율에 따른

M_{req} 값을 비교하기 위하여 제3경간을 $M_l=19.23810\text{kg.m}$, $M_d=53650\text{kg.m}$, $K=1.2$, $i=0.22$ 로 계산한 내하율 $RF=0.6467$ 인 경우 보강재의 소요두께 $t_{req}=1.18$ 로 되었다.

6.4 건전성 및 잔여수명예측 평가

본 연구에서는 교량 바닥판에 대한 보수·보강 적정유지관리의 해석 결과를 검증하기 위하여 표 9에서와 같이 철근콘크리트 교량 바닥판에 있어 기존의 외관 육안검사와 현장재하시험의 측정 결과로 건전성 및 잔여수명예측 결과를 분석하였다.

표 9의 건전성은 3가지 방법 즉 내구성지수(잔류저항계수), 내하성지수 및 손상도지수에 의한 건전성을 FREP 보강재를 사용하여 보강전과 보강후로 분석한 결과, 교량 바닥판에 대한 성능지수는 교량 바닥판의 개축과 성능개선을 판정할 수 있는 주요 결정요소라 할 수 있다. 교량 바닥판의 외관상태를 통해서 판단할 수 있는 교량 바닥판의 손상도는 교량 구조의 노후화의 정도를 판단할 수 있는 주요한 단서가 되기는 하지만 교량 바닥판의 수명과 내하력을 통한 종합적인 평가 측면에서는 미흡한 점이 있다.

표 9 대상교량의 건전성 및 잔여수명 예측 결과

구 분	보강 전 평가모델			보강 후 평가모델			
	외관상태	콘크리트 노후화	철근부식	외관상태	콘크리트 노후화	철근부식	
건전성	내구성지수(잔류저항)	0.8736	0.8920	0.8853	1.2901	1.3232	1.3165
	내하성지수(내하율)	0.8442	0.8775	0.8654	1.5998	1.6587	1.6465
	손상도지수(손상도)	0.7073	0.7651	0.7437	1.6610	1.8738	1.8300
	내하력	11.3962	11.8462	11.6825	21.5841	22.3920	22.2283
잔여수명	내구성지수(잔류저항)	7.4293	7.6693	7.5824	25.0031	25.4431	25.3546
	내하성지수(내하율)	7.6373	7.9743	7.8529	22.4872	22.9438	22.8524
	손상도지수(손상도)	9.2317	10.1923	9.8437	22.7138	24.7518	24.3455

따라서 종합적인 평가에 대한 적절한 의사결정을 위해서는 교통량에 대한 정보, 현재까지의 수명, 구성부재별 건전성 등이 종합적으로 평가되어야 할 내구성(잔류저항계수)과 내하성(내하율)을 병행한 손상도지수(손상도)에 의한 건전성평가가 수행되어야 한다.

6.5 유지관리대책의 노화예측평가

현재 건설교통부의 상태평가시스템은 교량 부재의 현재의 손상도는 파악할 수 있지만 장래의 노화진행 정도는 예측할 수 없다. 이에 본 연구에서는 교량 바닥판에 대한 건전성을 나타내는 지표로서 내하성지수와 내구성지수 및 손상도지수의 3가지로 분류하여 각각의 공용년수에 따른 값을 나타내면 그림 4, 5, 6, 7과 같이 되며, 콘크리트 노후화와 철근부식에 대한 보수·보강전후의 건전성평가 지표인 내구지수와 노화지수로 나타낸 것으로 장래의 건전성평가를 예측할 수 있다.

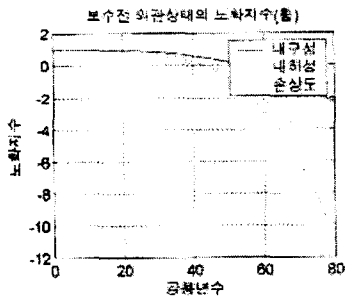


그림 4 보수·보강전의 내구성평가

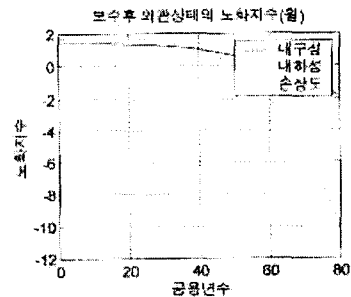


그림 5 보수·보강후의 내구성평가

그림 4, 5는 공용년수에 따른 보수·보강전후의 내구성평가를 나타낸 것으로 내구성, 내하성 및 손상도에 의한 노화지수가 외관상태, 콘크리트 노후화 및 철근부식의 경우 거의 비슷하게 나타나고 있다. 따라서 교량 바닥판의 공용수명은 적절한 보수·보강을 수행함에 따라 성능이 뚜렷하게 개선될 뿐만 아니라 교량 바닥판의 공용년수를 연장시킬 수 있으며, 또한 예방적인 보수·보강을 시행할 경우에는 과도한 결함이 노출된 후에 보수·보강을 실시하는 경우보다 공용수명을 보다 연장시킬 수 있고, 공사수행도 훨씬 수월하게 됨을 알 수 있다.

그림 6, 7는 공용년수에 따른 노화예측평가를 나타낸 것으로서 보수·보강전과 보수·보강후의 노화예측에 필요한 내구지수, 내하지수 및 손상지수의 값이 일반적으로 교량의 수명이 오래될수록 노화현상이 급속이 진행되고 있음을 입증하고 있다. 그리고 잔류저항계수의 노화예측곡선이 내하율의 노화예측곡선보다 더 완화곡선이 된다. 이는 내구성지수의 곡선식은 3차식을 사용한데 반하여 내하성지수의 곡선식은 4차식을 사용했기 때문이다. 이와 같이 손상된 교량 바닥판을 적절하게 유지관리하기 위해서는 결함과 성능에 대한 본 연구의 분석을 통해서 언제 어느 시점에서 어떻게 보수·보강을 시행해야 하느냐를 정확히 결정하는 것이 중요하게 되고 이에 대한 연구가 계속 진행되어져야 할 것으로 사료된다.

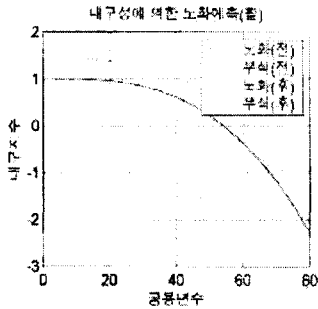


Fig. 6 콘크리트노화와 철근부식의 내구성

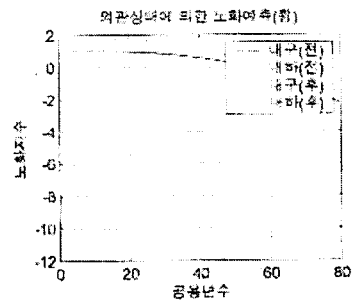


Fig. 7 외관상태의 내구성평가

또한 본 연구 대상교량 바닥판에 있어서 건전성에 대한 노화예측 곡선식중에서 b_i 상수값은 표 10과 같이 된다. 이 때, 식 (1)의 노화예측 곡선식의 정수값은 잔류저항계수 $a_L = 6.4217 \times 10^{-6}$, 내하율 $a_D = 2.9324 \times 10^{-7}$, 손상지수 $a_R = 1.4871 \times 10^{-5}$ 이다. 이와같은 건전성에 대한 노후화예측 곡선식을 이용함으로써 현장재하실험 없이 외관상태 평가와 간단한 비파괴실험 즉, 중성화 및 염해에 의한 철근부식과 콘크리트 노후도 시험으로 장래의 상시건전성 감시시스템을 실용·적용할 수 있게 된다. 따라서 그림 8, 9, 10에서와 같이 본 연구에서 개발한 건전성에 대한 노화예측모델은 지금까지 개발된 교량 유지관리시스템의 잔여수명예측과 노후화모델에 적용하지 못한 단점을 보완할수 있는 것으로 판단된다.

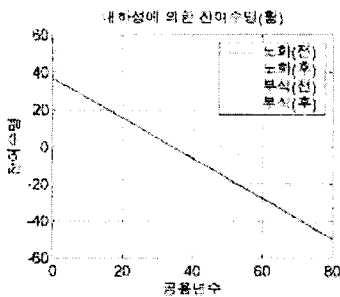


그림 8 보수·보강전후의 잔여수명예측

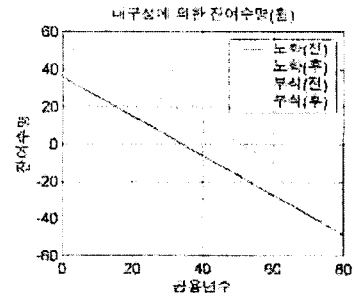


그림 9 보수·보강전후의 잔여수명예측

6.6 보수비용 예측평가 결과

건전성에 대한 노화예측 곡선식을 이용하여 외관상태, 콘크리트 노후도 및 철근부식에 의한 보수비용을 비교한 것이 그림 11이다. 그림 11에서 공용년수가 증가함에 따라 보수비용이 급격하게 변화함을 볼 때 보수비용의 최적시점 선정이 무엇보다 중요하고, 이와 같은 보수비용은 보수·보강공법을 선정함에 있어 보수·보강 우선순위를 결정함에 유효할 것으로 사료된다. 본 연구에서는 보수·보강공법에 FREP보강재를 사용하였는바 손상회복을 위한 보수효과 (e_{rep})는 0.4312(43.12%)이고, 예측보수비용은 1.1857×10^8 원으로 나타났다.

표 10 건전성에 대한 노화예측 곡선식의 b_i 상수값

구 분	보 강 전			보 강 후		
	외관상태	콘크리트 노후화	철근부식	외관상태	콘크리트 노후화	철근부식
내구성(잔류저항계수)	1.1447	1.1417	1.1428	1.0980	1.0955	1.0960
내하성(내하율)	1.1846	1.1776	1.1801	1.0975	1.0940	1.0946
손상도(손상지수)	1.4138	1.3826	1.3936	1.1762	1.1562	1.1599

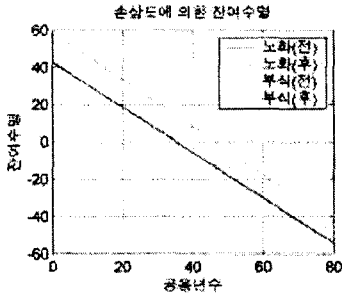


그림 10. 보수·보강전후의 잔여수명예측

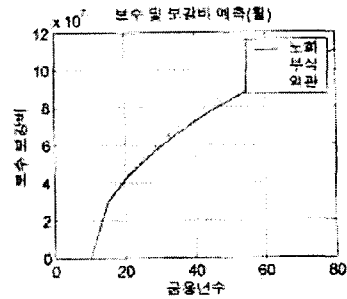


그림 11. 보수·보강비용예측

7. 결 론

본 연구에서는 기존 RC교량 바닥판의 유지관리를 위한 전문가 시스템을 개발하기 위해 인공신경망이론을 이용한 보수·보강공법을 판정하는 알고리즘을 제시하였고, 교량 바닥판에 대한 보수·보강의 유지관리대책의 노화예측 모델을 개발하였으며, 본 연구로부터 얻은 결론은 다음과 같다.

- 1) 기존 교량 바닥판에 대한 유지관리 대책의 의사결정이나 교량 바닥판의 성능개선 및 보수·보강공법을 위한 예산을 배분함에 있어서 최적의 우선순위를 결정하는 척도로는 충분도지수, 상태평가, 내하력 등을 들 수 있는데, 본 연구에서는 손상검출의 추정식인 손상지수의 척도를 개발하였고, 이에 따른 적정유지관리에 필요한 건전성 및 잔여수명 예측모델에 적용하였다.
- 2) 현재 교량 바닥판의 증가에 따라 상대적으로 부족한 기술자들로만 교량 바닥판에 대한 효과적인 보수·보강공법의 선정을 하기 어려운 실정이므로 본 연구의 적정유지관리 전문가 시스템 모델을 이용함으로써 보다 효율적인 교량 바닥판의 보수·보강 판정뿐만 아니라 생애주기비용에 대한 보수비용 예측을 수행할 수 있다.
- 3) 인공 신경망 기술을 이용한 외관상태, 콘크리트의 노후화, 그리고 철근부식에 대한 노화예측모델 식을 이용함으로써 현장 육안 외관조사나 현장계측 등을 통하지 않고서도 개략적인 공용년수에 따른 건전성 및 잔여수명을 추정할 수 있어 정기점검 등에 활용될 수 있고, 보수·보강비용 예측평가모델은 실제 개축비용자료를 바탕으로 회귀분석방법에 의해 개발되었기 때문에 교량 바닥판의 유지관리 대책에 필요한 보수·보강을 위한 우선순위 결정에 실용적으로 활용될 수 있다고 사료된다.
- 4) 보수·보강 공법의 선정문제는 보다 높은 신뢰성을 얻기 위하여 많은 자료와 전문지식과 경험을 수집하여 계속적인 보완이 필요하고, 나아가 교량 구조물 전체에 대한 전문가 시스템의 구성이 필요하다.

참고문헌

1. 이증빈·나기현, "인공지능기술을 이용한 교량구조물의 손상검출," 대한토목학회 학술발표회, 2001.10.
2. 이증빈·손용우, "교량구조물의 건전도 감시시스템 모델 개발," 대한토목학회 학술발표회, 2001.10.
3. 여수시, "시도1호선 낙포교 정밀안전진단 보고서," 순천제일대학 산학테크노센터, 1999. 6.
4. 건설교통부., "97 교량관리체계(B.M.S)개선에 관한 연구," 1998.10.
5. Hines, J., "Fuzzy and Neural Approaches in Engineering," WILEY INTER·SCIENCE, 1997