

성능향상된 RC 바닥판의 계면파괴 해석

오홍섭^{1)*} · 심종성¹⁾

¹⁾한양대학교 토목·환경공학과

(2002년 2월 1일 원고접수, 2002년 7월 2일 심사완료)

Theoretical Analysis of Interface Debonding on the Strengthened RC Bridge Decks

Hong-Seob Oh^{1)*} and Jong-sung Sim¹⁾

¹⁾ Dept. of Civil and Environmental Engineering, Hanyang University, Ansan, 425-791, Korea

(Received February 1, 2002, Accepted July 2, 2002)

ABSTRACT

Especially, when orthotropic material such as uni-directionally woven Carbon Fiber Sheet, resisting only the unidirectional tension, is used to strengthening bridge deck, the direction and width of the strengthening material should be considered very carefully. Thus, analysis of the failure characteristics and the premature failure mechanism of the strengthened decks based on the test results are required.

In this study, the premature failure due to the interface debonding of strengthening material of the strengthened deck slab are inquired into failure mechanism through both experiments results and analyses with prototype strengthened deck specimens using carbon fiber sheet. From the test results, interface debonding of strengthening material is occurred at the crack face

Keywords : interface debonding, premature failure mechanism, strengthened bridge deck

1. 서 론

모체콘크리트 외부에 보강재를 부착시켜 구조물의 성능을 향상시키는 섬유부착공법은 에폭시레진에 의하여 구조재료로서의 섬유보강재를 콘크리트와 일체화시키는 방법으로서 사용상태 및 추가손상정도에 따라 콘크리트와 에폭시의 부착력 저하 또는 응력집중으로 인하여 부재가 조기파괴될 수 있다. 보강구조물의 조기파괴형태는 Fig. 1에 나타낸 것과 같이 크게 보강재 단부의 응력집중에 의한 단부박리와 콘크리트와 보강재의 변형차에 의하여 콘크리트와 보강재 계면에서 발생하는 계면박리로 분류된다¹⁻⁴⁾. 이중 단부박리는 보강길이의 함수로써 표현될 수 있으며, 교량 바닥판과 같이 부재길이 방향의 80% 이상을 보강하는 경우에는 문제가 없는 것으로 연구되고 있다⁵⁾. 그러나 Fig. 1(b)와 같은 계면박리파괴는 CFS와 같은 연성보강재로 보강된 부재가 하중 증가 등에 의하여 휨균열폭이 증가함에 따라 발생하는 보강재와 콘크리트 사이의 변형차에 의하여 발생하게 된다.

이때 접착제의 부착력이 충분할 경우 보강재가 응력을

부담할 수 있으나, 대부분의 보강재와 에폭시레진은 철근에 비하여 부착력이 상대적으로 낮기 때문에 일정손상 이후에서는 보강재와 콘크리트 계면사이에서 발생한 균열이 단부로 전파되어 부재가 조기파괴되는 경향이 나타나게 된다.

따라서 노후구조물의 효율적인 성능향상을 위해서는 보강재에 의한 구조물의 계면파괴가 발생하지 않도록 설계하여야 한다. 특히 바닥판과 같은 이방향 구조물의 경우에는 구조물 하면 전체를 보강재로 보강하는 보구조물과는 달리 보강재 폭 및 보강방향에 따라 내하력과 균열양상 등에서 많은 차이가 있기 때문에 효율적인 보강설계를 위해서는 바닥판의 균열 특성과 계면박리 메커니즘을 고려한 보강변수 해석이 필수적이다.

2. 바닥판의 계면박리파괴 메커니즘

하면 전체를 보강하는 보는 일반적으로 무보강상태에 비하여 균열간격이 상대적으로 넓고 균열폭이 커지게 된다⁶⁾. 그러나 바닥판의 경우에는 보강재의 폭과 간격에 따라 응력분포가 변화하게 되어 균열의 크기와 간격이 변화하게 된다^{7,8)}. 따라서 바닥판의 균열면에서는 보강재면에서 응력집중 현상이 발생하게 되고, 인장철근의 항복이 후 또는 피로하중에 의하여 콘크리트면의 균열 변화가 보

* Corresponding author

Tel : 031-400-4028 Fax : 031-408-5140

E-mail : opera69@chollian.net

강재와 콘크리트 사이의 부착응력에 의한 최대변형률 보다 커지게 되어 Fig. 2 또는 Fig. 3과 같이 보강재와 콘크리트 계면으로 수평전단균열이 발생하게 된다. 이때 부재가 조기파괴되는 현상이 발생하게 되며, 이를 보강구조물의 계면박리파괴라 정의할 수 있다^{1,8)}.

철근 및 보강재에 발생하는 응력형태는 Fig. 2에 나타난 것과 같이 철근과 보강재의 간격에 따라 균열면에서 철근과 보강재의 최대 응력이 발생하게 되며, 철근의 부착응력과 보강재의 부착응력에 의하여 휨균열에 저항하게 된다. 이때 바닥판의 균열형태는 보의 일방향 균열이 아닌 사선형태의 2방향성을 갖기 때문에 직각방향의 일방향

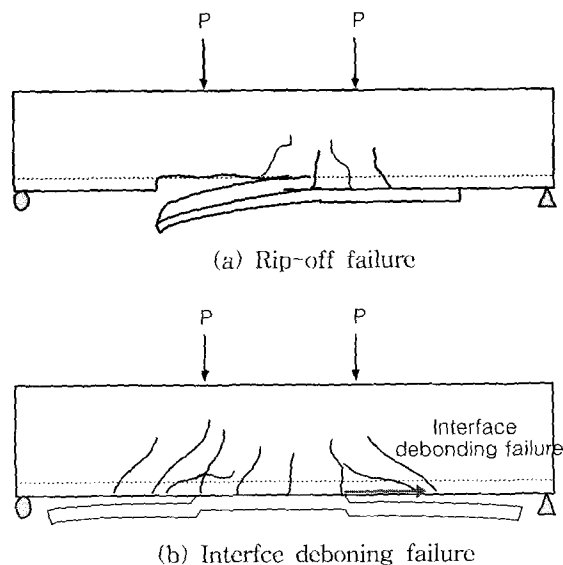


Fig. 1 Premature failure of the strengthened beam¹⁾

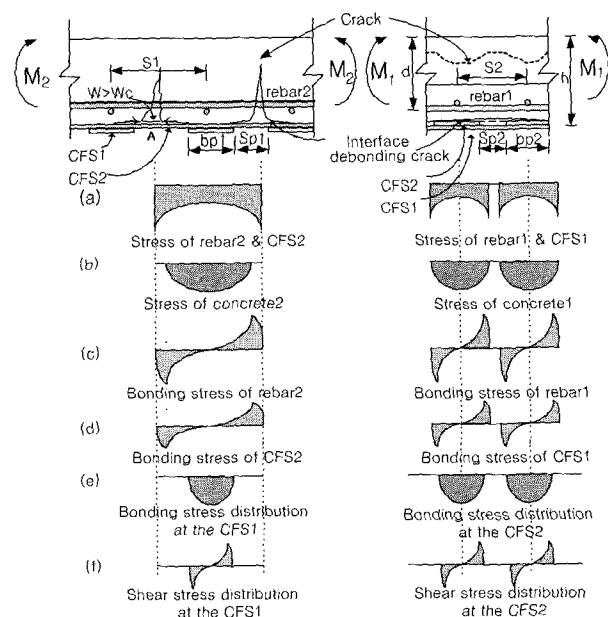


Fig. 2 Stress distribution at the crack face of strengthened bridge deck

섬유보강재의 경우에는 보강재 폭에 따라 Fig. 2(e)와 (f)과 같은 분포의 부착응력과 전단응력이 발생하게 된다.

보강재와 콘크리트의 계면에 발생하는 일방향 인장변형의 차이가 에폭시래진에 의한 부착강도와 전단강도에 의한 최대 변형률을 초과할 경우 Fig. 3과 같이 콘크리트면의 균열을 따라 보강재의 계면박리가 발생하게 된다.

따라서 보강된 바닥판 슬래브에서 발생하는 계면박리는 Fig. 4와 같이 콘크리트면의 휨균열폭 변화와 보강재의 부착응력과 전단강도의 증가에 따른 변형률의 관계로부터 설명할 수 있을 것이다. 즉, 콘크리트 구조물의 균열 폭은 Fig. 4와 같이 초기하중단계에서 하중증가와 비례하여 선형적으로 증가하나, 철근항복하중 이후의 단계에서는 하중의 증가 없이도 급격하게 증가하게 된다. 이때 보강재와 에폭시의 인장변형률은 부착 또는 전단파괴시까지 재료강도에 의하여 콘크리트와 일체거동을 할 수 있으나, 최대 전단 및 부착강도 이상에서는 취성적으로 파괴되기 때문에 콘크리트의 균열폭이 비선형적으로 증가할 때 균열면의 부착응력이 접착제의 휨 부착강도를 초과하게 되어 Fig 3과 같은 계면균열이 발생하는 것으로 가정할 수 있으며, 이때의 휨 균열폭을 임계균열폭이라 정의할 수 있다. 임계균열 전, 후의 단계에서 콘크리트의 휨균열은 수

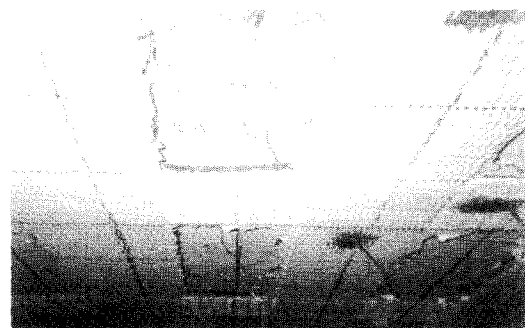


Fig. 3 Interface debonding of the strengthened bridge deck⁹⁾

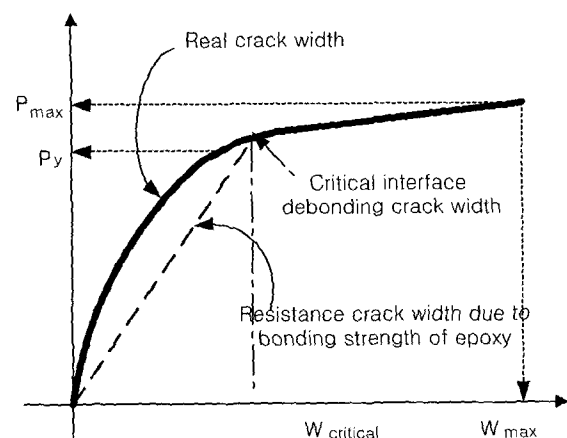


Fig. 4 Relationship of real crack width and calculated elastic crack width

직상태 뿐 만 아니라 인장철근과 수평한 방향의 수평균열로 발전할 수 있다. 따라서 보강구조물의 계면파괴는 일반적으로 콘크리트와 보강재 사이의 부착응력초과에 의한 순수 박리파괴 뿐 만 아니라 철근과 콘크리트의 부착파괴에 의한 복합 박리파괴가 발생하게 되어 콘크리트 덮개 전체가 파괴될 수 있다.

이때 슬래브의 계면박리는 보강재와 에폭시의 일방향 변형 특성에 의하여 발생하는 것으로 가정할 수 있기 때문에 보강재와 에폭시의 부착응력에 의한 균열 가정은 일방향 보의 균열가정을 적용할 수 있을 것이다. 따라서 보강된 슬래브의 임계균열 발생전까지의 보강재 일방향 인장변형률은 콘크리트를 탄성으로 가정하여 Fig. 2에 나타낸 것과 같이 균열간격(a)와 최대균열폭(w_{max})의 비로써 식 (1)과 같이 표현할 수 있다^{10~12)}.

$$\epsilon_p = \frac{f_p}{E_p} \cong \frac{w_{max}}{a_{max}} \quad (1)$$

여기서, a_{max} 는 최대 균열간격(cm), E_p 는 보강재의 탄성계수(kgf/cm²), f_p 는 보강재 응력(kgf/cm²), w_{max} 는 콘크리트의 최대 균열폭(cm), ϵ_p 는 보강재 변형률이다.

이때 최소 휨균열의 간격 a_{min} 은 Hognestad¹⁰⁾에 의하여 제시된 가정을 적용하여 철근과 보강재의 부착응력과 관계로부터 식 (2)와 같이 유도할 수 있다. 여기에서 보강재의 유효인장단면적 A'_e 는 철근과 수평한 부착파괴후의 균열존재 유·무와 보강재의 부착파괴 유·무에 따라 4가지의 경우로 해석될 수 있다^{5,10)}. 그러나 아직까지 보강재와 모체콘크리트 사이의 부착-슬립관계에 대한 신뢰성 있는 모델이 제시되어 있지 않기 때문에 본 연구에서는 참고문헌¹¹⁾에 나타난 것과 같이 보강재의 최대부착강도까지 부착-슬립관계가 선형변화한다고 가정하였으며, 이후 박리되는 것으로 가정하였다.

$$a_{min} = \left(\frac{A_e f_t'}{(u_s \sum O_{bars})} + \frac{A_e' f_t'}{u_p b_p} \right) \quad (2)$$

여기서, A_e = 인장축 콘크리트의 유효인장단면적(cm²), A_e' = 최하단 철근으로부터 보강재까지의 유효인장단면적 = $\frac{1}{2} A_e$ (cm²), b_p = 단위폭 1 m내의 보강재폭(cm), d_s = 철근의 직경(cm), f_t' = 휨인장계수(= $2.0\sqrt{f_{ck}}$), u_s = 철근의 부착강도(= $5.33 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{d_s}$)⁵⁾, u_p = 보강재의 부착강도(탄소섬유:15 kgf/cm²)¹¹⁾, $\sum O_{bars}$ = 단위폭 1 m내의 철근의 주변장(cm)

부착응력을 고려한 바닥판 슬래브의 균열폭은 식 (2)에 식 (1)을 대입하여 식 (3)과 같이 유도할 수 있다.

$$w_{max,1} = 2.0 \left(\frac{A_e f_t'}{(u_s \sum O_{bars})} + \frac{A_e' f_t'}{u_p b_p} \right) \frac{f_{debonding}}{E_p} \quad (3)$$

여기서, $w_{max,1}$ 은 1방향 최대 균열폭(cm), $f_{debonding}$ 은 계면박리시 보강재 응력(kgf/cm²)

따라서 계면박리파괴가 발생하는 임계균열폭은 부착응력에 의한 균열폭과 Fig 5와 같은 보강된 슬래브 균열의 방향성을 고려한 균열폭의 관계로부터 산정할 수 있을 것이다¹³⁾.

$$\begin{aligned} w_{max,1} &= \left(\frac{2\gamma}{s_1} \right) w_{max,1} + \left(1 - \frac{2\gamma}{s_1} \right) w_{max,1} \text{ (cm)} \quad (4) \\ &= \alpha \left[\left(\frac{2\gamma}{s_2} \right) \frac{h-c_1}{d_1-c_1} \cdot \sqrt{d_c^2 + \left(\frac{s_1}{2} \right)^2 + \left(\frac{s_2}{2} \right)^2} \right. \\ &\quad \cdot \left(\frac{f_{s1} + f_{s2}}{E_s} + \sqrt{\left(\frac{f_{s1}}{E_s} \right)^2 + \left(\frac{f_{s2}}{E_s} \right)^2} \right) \\ &\quad + \left(1 - \frac{2\gamma}{s_2} \right) \sqrt{\left(\frac{s_{p1}}{2} \right)^2 + \left(\frac{s_{p2}}{2} \right)^2} \\ &\quad \left. \cdot \left(\frac{f_{p1} + f_{p2}}{E_p} + \sqrt{\left(\frac{f_{p1}}{E_p} \right)^2 + \left(\frac{f_{p2}}{E_p} \right)^2} \right) \right] \end{aligned}$$

여기서, d_c 는 콘크리트 덮개(cm), E_s 는 철근의 탄성계수(kgf/cm²), E_p 는 보강재의 탄성계수(kgf/cm²), f_{p1} 와 f_{p2} 는 각각 보강재의 응력(kgf/cm²), f_{s1} , f_{s2} 는 각각 철근의 응력(kgf/cm²), s_1 와 s_2 는 각각 1축과 2축 철근 간격(cm), s_{p1} 와 s_{p2} 는 각각 1축과 2축 보강재 순간 간격(cm), $w_{max,1}$ 는 1방향 최대 균열폭(cm), $w_{max,1}$ 는 1축 방향 철근에 의한 최대 균열폭(cm), $w_{max,p1}$ 는 1축 방향 보강재에 의한 최대 균열폭(cm), α 는 경계조건에 따

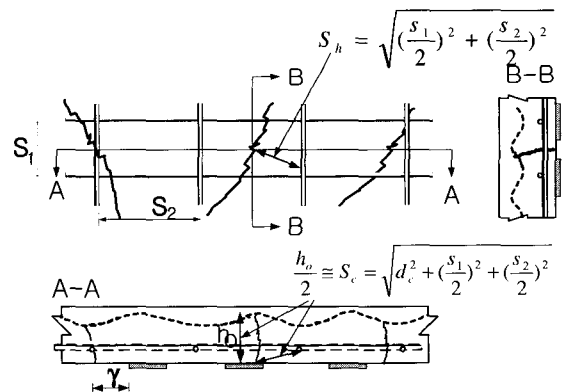


Fig. 5 Crack spacing of two-way slab¹³⁾

른 상수, γ 는 철근과 보강재 최외측사이의 간격(cm)(Fig. 5 참조)

콘크리트 구조물의 균열은 Fig. 4와 같이 철근이 항복하기 전까지 선형적인 증가를 보인 후 철근 항복하중 (P_y)에서 균열폭이 급격히 증가하게 된다. 이때 부착응력에 의해 발생가능한 균열폭이 실제 균열보다 작을 경우 보강재와 콘크리트 사이의 접착제에 전단응력이 발생하게 되고, 발생된 전단응력이 접착제의 부착강도를 초과하는 경우 보강재의 박리가 시작된다고 가정할 수 있을 것이다. 이때 탄성구간에서의 철근 응력변화에 따른 철근 부착응력 (u_s)은 부착길이에 의한 개념으로부터 식 (5)로부터 계산될 수 있으며, 본 연구에서는 부착강도 이후의 철근의 부착응력은 무시하였다⁹⁾.

$$u_s = \frac{d_s}{4s_2} f_s \quad (5)$$

여기서, u_s 는 철근의 부착응력(kgf/cm²), d_s 는 철근의 직경(cm), s_2 는 2축의 철근 간격(cm)

따라서 보강된 슬래브의 계면박리는 식 (3)과 식 (4)에 의하여 계면박리시의 보강재의 부착응력을 식 (6)과 같이 표현할 수 있으며, 에폭시에 의한 부착강도를 초과할 경우 계면박리파괴가 발생한다고 가정할 수 있다.

$$u_{p,\beta} = \frac{A_c' f_t'}{b_p} \cdot \frac{1}{\frac{w_{max,2}}{2} \cdot \frac{E_p}{f_{debonding,\beta}} - \frac{A_c f_t' s_2}{A_{sl} f_s}} \geq u_p : \text{debonding failure} \quad (6)$$

여기서, $u_{p,\beta}$ 은 1축 방향 보강재 부착응력(kgf/cm²)

3. 성능향상된 바닥판 시험체의 정적거동

3.1 시험계획

본 연구에서는 보강방향과 보강량에 따른 바닥판의 정적거동성능과 파괴메카니즘을 분석하기 위하여 실제 교량 바닥판과 유사한 시험체를 Fig. 6과 같이 제작하였다.

제작된 바닥판 시험체는 일방향 균열 발생 후 이방향 균열이 발생하여 파괴되는 실교량 바닥판과 유사한 거동을 나타낼 수 있도록 비선형 유한요소해석을 실시하여 단면을 선정하여 바닥판 시험체의 두께는 22 cm, 폭과 길이는 각각 200 cm와 240 cm로 제작하였다. 이때 바닥판의 철근 배근은 Table 1에 나타난 것과 같이 항복강도 3,000 kgf/cm²의 철근을 주철근은 인장축 및 압축축에 각각 D16@200과 D16@400을 배근하고 배력철근은 현행 도로

교 설계기준에 따라 주철근량의 67%로 보강하였다. 시험체에 사용된 콘크리트 압축강도는 압축강도시험 결과 310 kgf/cm²으로 나타났다.

보강재로는 Table 1에 나타난 물성을 갖는 탄소섬유슈트를 사용하여 에폭시로 모체 콘크리트에 접착하였으며, 보강재의 과다보강으로 인한 압축-전단파괴의 유발을 방지하도록 기본시험체에 대하여 20~40%의 보강효과가 나도록 단면을 설계하였다. Table 2에 나타난 시험변수에서 D1은 배력철근 방향으로 탄소섬유슈트 1장을 전면에서 보강하는 것을 나타내며, D2의 경우는 15 cm의 탄소섬유슈트를 strip방법으로 D1시험체 보강량의 1/2만큼 보강한 것을 나타낸다. 또한 주철근 방향의 보강량은 S1의 경우, 단위폭당 주철근의 내하력과 동등한 값을 갖는 탄소섬유슈트

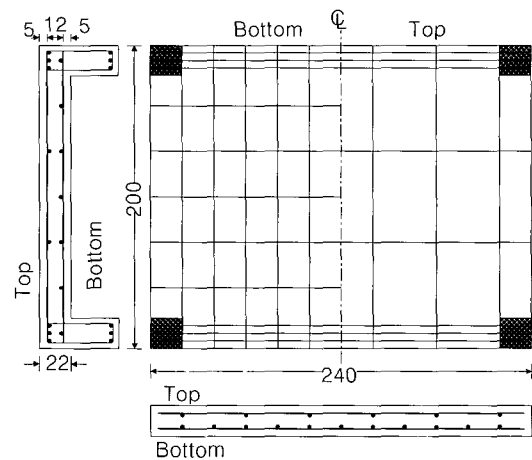


Fig. 6 Details of specimen (unit : cm)

Table 1 Material properties

	Yield strength (kgf/cm ²)	Ultimate strength (kgf/cm ²)	Elastic modulus (kgf/cm ²)	Ultimate strain (%)
Rebar	3,000	3,500	2.04×10 ⁹	-
CFS	-	35,500	2.35×10 ⁹	1.5
Epoxy	-	900	71,400	-
Concrete	-	310	264,102	0.2

Table 2 Test variables

Specimens	Strengthening direction	Strengthening ratio ($\frac{A_{cfs}}{h \times b}, 10^{-4}$)	
		Transverse	Longitudinal
CON	-	-	-
CS-D1	One-directional	-	4.688
CS-D2	One-directional	-	2.344
CS-S1D1	Two-directional	1.875	2.344
CS-S2D2	Two-directional	0.9375	2.344
CS-S1D2	Two-directional	1.875	2.344

Where, A_{cfs} is a area of the carbon fiber sheet
b and h are means a width and a height of the deck, respectively.

트의 양을 산정하여 15cm 폭으로 보강하였으며, S2는 S1 보강량의 1/2을 보강한 것을 나타낸다.

하중은 Fig. 7과 같이 200 tonf 용량의 오일잭을 사용하여 시험체 중앙부에 차량 후륜면적과 동일한 25×50 cm 면적의 정적하중을 가력하였으며, 10 tonf의 하중단계별로 loading 단계와 unloading 단계를 반복하여 시험하였다. 이때 시험체의 변형을 측정하기 위하여 시험체의 처짐과 철근 및 보강재의 변형을 계측하였다.

3.2 파괴양상

Fig. 8~10에는 각 시험체별 균열양상을 나타내었으며, 보강시험체의 균열양상은 시험체 하면의 보강재를 모두 제거한 후 관찰하였다. 무보강시험체(CON)의 경우, 전형적인 이방향 균열 발생 후 파괴되는 형태를 나타내었으며, 초기 주균열 발생 이후 하중이 증가함에 따라 일방향 주 균열에서 분산된 미세균열들이 발전하면서 바닥판의 전체적인 파괴로 이르게 되었다. 파괴시 바닥판 양단의 거더는 휨균열에 의하여 거더 주철근이 항복하였다(Fig. 8 참조).

CS-D1 시험체의 경우 초기 균열은 실교량의 경우와 유사한 것으로 나타났으나, 하중이 증가함에 따라 초기 발생된 주균열이 발달하면서 일방향 파괴에 도달하였다(Fig 9(a) 참조). 이때 보강재는 시험체 중앙부에서 보강방향으로 보강재가 갈라지면서 계면박리되었으며, 배력철근은 항복하지 않았다(Fig. 10 참조). Fig. 9(b)에 나타난 것과 같이 일방향strip 방법으로 보강된 CS-D2시험체의 경우, 전면보강된 CS-D1 시험체와 비교하여 상대적으로 균열의 폭이 감소하였으며, 균열의 개수가 증가한 것으로 나타났으나, 주철근 항복이후의 거동은 일방향 전면보강 시험체 (CS-D1)와 거의 유사한 것으로 관찰되었다.

Fig. 11에는 이방향으로 보강된 시험체의 균열양상을 나타내었다. CS-S1D1시험체는 초기하중단계에서 가력점 부근에서 균열이 집중적으로 발생하여 하중이 증가함에 따라 바닥판 단부로 진전되었으나, 무보강시험체와 같은 이방향 균열로는 발달하지 못하였다. 또한 최대하중 단계

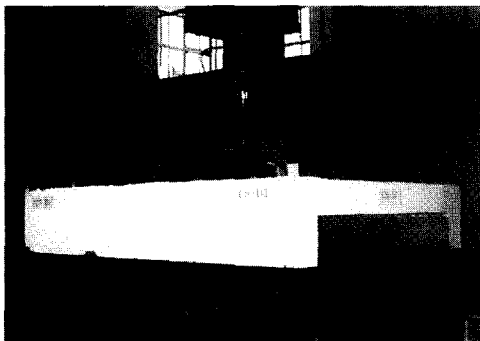


Fig. 7 Test set-up

에서 Fig. 12와 같이 주철근 방향 CFS의 파단과 함께 배력철근 방향 보강재의 계면박리가 발생하여 단부로 진전되었으며, 최종적으로 펀칭진단파괴되었다.

CS-S2D2시험체와 CS-S1D2 시험체의 균열은 무보강 시험체의 경우와 같이 단부로 진전되었으며, 발생 균열폭과 균열개수는 다른 시험체에 비하여 상대적으로 감소하였다. 또한 주철근과 배력철근이 모두 항복한 후에 시험체가 항복하였으며, 이때 주철근방향과 배력철근 방향 CFS의 파단은 발생하지 않았다.

3.3 항복하중 및 최대하중

보강시험체의 항복하중과 최대하중은 Table 3에 나타내었다. 일방향 보강시험체(CS-D1, CS-D2)시험체의 경우 보강량에 관계없이 15%정도의 강도증진효과가 있는 것으로 나타났으나, 이중 CS-D1 시험체는 계면박리 발생후 파괴되었다. 이와함께 CS-S1D1시험체의 경우에도 유사한 결과를 나타냈다. 따라서 바닥판 하면 전체에 대한 기존의 보강기법은 응력집중에 의한 취성 파괴를 유발할 수

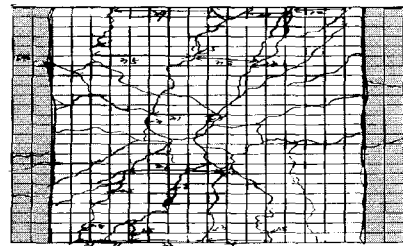
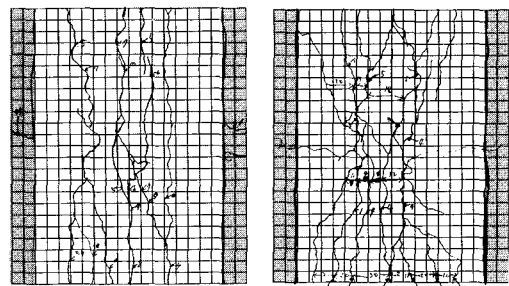


Fig. 8 Crack patterns of CON



(a) CS-D1 (b) CS-D2

Fig. 9 Crack patterns of one-directionally strengthened specimens

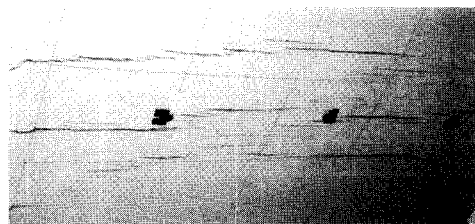


Fig. 10 Failure patterns of CS-D1 specimen

있는 것으로 판단되며, 이와 같은 방법에 의하여 보강할 경우 보다 세심한 주의가 필요한 것으로 판단된다. 그러나 이방향으로 보강된 CS-S1D2, CS-S2D2 시험체는 연

성파괴되었으며, 강도 또한 효율적으로 증진되었다.

4. 해석을 통한 계면박리해석

4.1 단면해석프로그램

본 연구에서는 제안된 계면박리 해석식을 시험결과와 검증하기 위하여 슬래브 구조의 비선형 단계에서의 단면 해석 프로그램을 사용하였다.

해석에 적용된 단면해석프로그램은 슬래브의 1축과 2축에 대하여 변형률적합조건(strain compatibility)을 적용하였으며, 재료모델은 재료의 역학적 성질을 고려하여 아래와 같이 모델링 하여 비선형 영역에서의 슬래브 중앙단면의 구조거동 및 균열 해석이 가능하도록 프로그램하였다.

4.1.1 비선형 재료모델

(1) 콘크리트

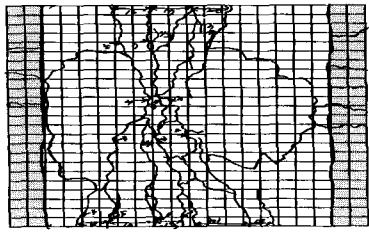
본 연구에서 적용된 콘크리트의 압축응력 및 인장응력의 응력-변형률관계는 Fig. 13과 같이 모델링하였다.

(2) 철근

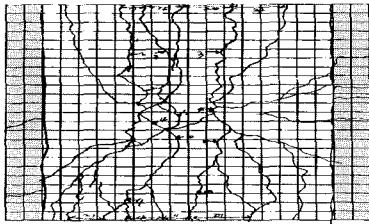
콘크리트 속에서의 철근은 변형률의 증가에 따라서 항복응력 이후에도 응력이 증가하는 변형률 경화영역이 바로 나타난다. 따라서 철근의 응력-변형률관계는 Fig. 14와 같이 변형률 경화현상을 고려한 bilinear 모델을 적용하였으며, 이 경우 항복 후 철근의 평균응력은 다음과 같다.

$$f_s = f_y + E_u (\epsilon_s - \epsilon_y) \quad (7)$$

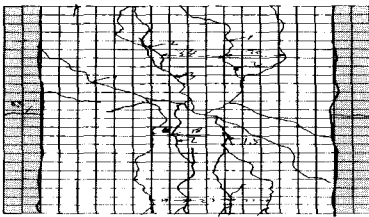
여기서, E_u 는 철근의 변형 경화율이며, f_s 와 f_y 는 평균응력 및 평균 항복응력이다. 그리고 ϵ_s 와 ϵ_y 는 평균변형률 및 평균 항복변형률을 나타낸다. E_u 의 값은 연구자들마다 다른 값을 사용하였으나, 본 연구에서는 $0.01 E_s$ 값으로 가정하였다¹⁴⁾.



(a) CS-S1D1



(b) CS-S2D2



(c) CS-S1D2

Fig. 11 Crack patterns of two-directionally strengthened specimens



Fig. 12 Failure patterns of CS-S1D1 specimen

Table 3 Failure load of specimens

Specimens	Failure type	Yielding load (tonf)	Failure load (tonf)
CON	Flexural-Shear	38	43
CS-D1	Interface debonding compressive	44	51
CS-D2	Flexural-Shear	40	51
CS-S1D1	Interface debonding punching shear	45	48
CS-S2D2	Flexural-Shear	46	56
CS-S1D2	Flexural-Shear	58	59

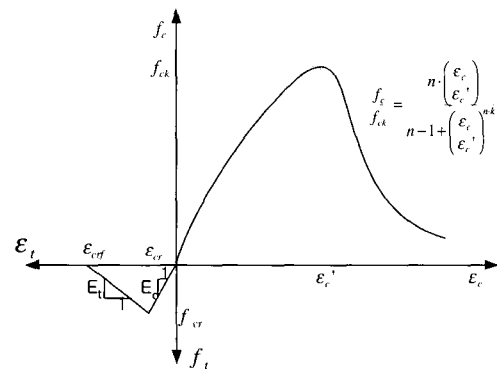


Fig. 13 Stress-strain curve of concrete

(3) 섬유보강재

섬유보강재는 철근 또는 강판과는 달리 압축응력에 저항하지 못하며, 인장응력의 경우 Fig. 14와 같이 파단시까지 변형을 선형적으로 증가한 후 파괴강도 도달 후 취성적으로 파단되는 것으로 가정하여 식 (8)과 같은 탄성재료로 모델링하였다.

$$f_p = \epsilon_p E_p \leq f_{pu} \quad (8)$$

여기서, E_p 는 보강재의 탄성계수(kgf/cm²), f_p 는 보강재 응력(kgf/cm²), ϵ_p 는 보강재 변형률, f_{pu} 는 보강재 파단강도(kgf/cm²)

4.1.2 균열단면 휨해석 프로그램

집중하중이 작용하는 보강된 철근콘크리트 슬래브의 중앙부 최대 처짐과 1축과 2축의 중앙부 모멘트는 판이론에 의하여 산정하였으며, 개발된 프로그램은 이상의 가정과 식을 적용하여 Fig. 15와 같은 순서에 의하여 계산되도록 개발하였다.

개발된 프로그램의 해석시에는 식 (3)과 식 (4)에 의하여 균열폭과 부착응력을 계산하여 철근의 부착파괴와 보강재의 계면파괴가 휨균열 및 부착응력에 의하여 계산될 수 있도록 프로그램하였다.

4.2 시험결과와 검증

프로그램의 정확성을 판단한 시험체에 대한 시험결과와 비교, 검증하였다.

무보강시험체에 대한 시험 및 해석결과는 Fig. 16에 나타내었으며, 시험시의 균열하중인 20 tonf에서 균열이 발생하는 것으로 나타나 초기 거동을 충분히 묘사하는 것으로 해석되었으며, 주철근 및 배력철근의 항복하중 이전 및 이후에도 시험체의 실제거동과 거의 유사한 거동을 하는 것으로 나타났다.

Fig. 17에 나타낸 일방향 보강시험체의 경우에는 주철

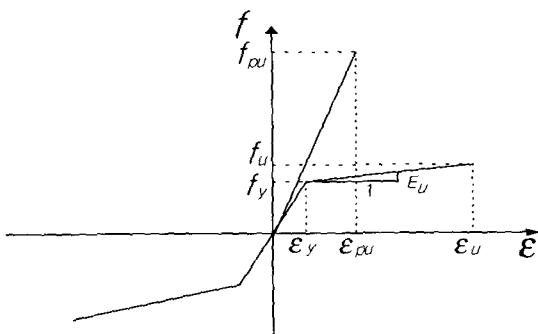


Fig. 14 Stress-strain curve of rebar and strengthening material

근의 항복이후 거동에서 해석결과가 상대적으로 강성이 크게 해석되었으며, 이는 실제 시험체의 경우 주철근항복 이후에 철근의 부착파괴가 발생하여 구조물 강성이 저하되었기 때문인 것으로 판단된다.

이방향 보강시험체의 경우에는 Fig. 18에 나타낸 것과 같이 CS-SID2시험체와 CS-SID1시험체의 경우에는 시험결과와 거의 유사한 것으로 나타났으며, CS-SID1시험체는 해석이 편칭전단에 의한 파괴가 고려되지 않았기 때문

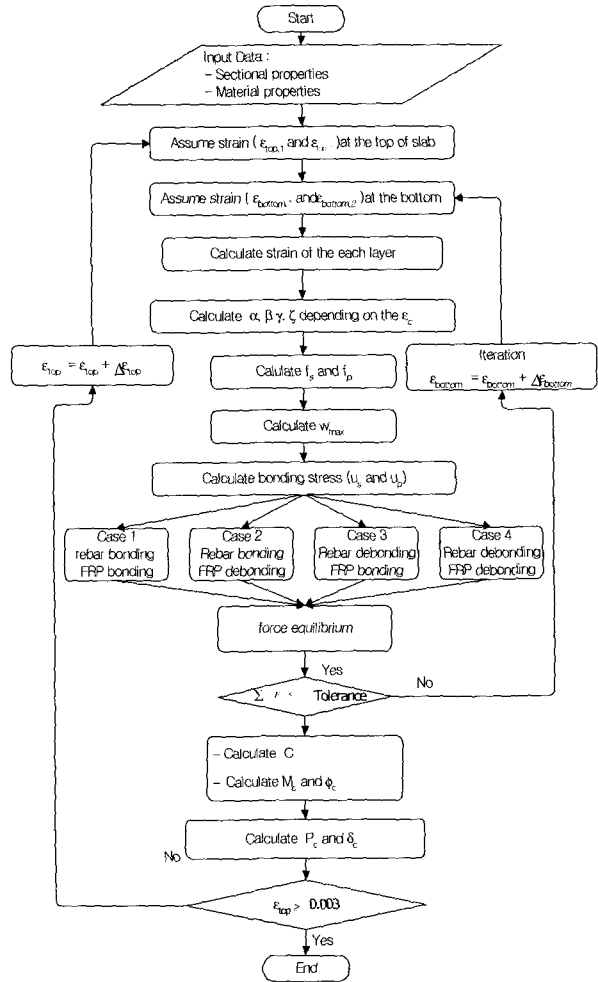


Fig. 15 Flow-chart of the program

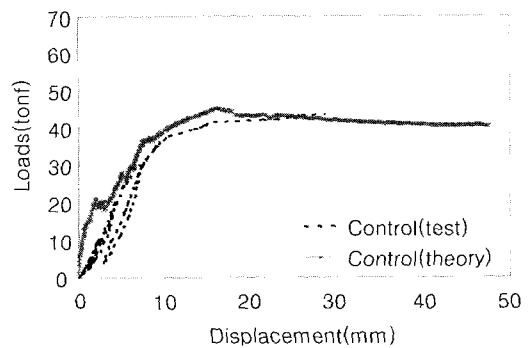


Fig. 16 Load-displacement relationship of non-strengthened specimen

에 실제보다 강도가 과다평가된 것으로 나타났다.

4.3 계면박리 발생시의 임계균열 해석

섬유보강된 철근콘크리트 교량 바닥판의 균열은 하중-처짐관계와 비례하여 변화하게 되고, 구조물의 비선형 단계에서의 최대 발생가능 균열폭은 식 (4)에 의하여 계산할 수 있다. 또한 보강재의 변형에 의한 발생가능 균열폭은 보강재와 철근에 의한 부착응력의 향으로써 식 (5)과 같이 표현된다.

본 연구에서는 개발된 프로그램을 사용하여 보강재의 박리파괴가 발생된 시험체인 CS-D1 시험체와 CS-S1D1 시험체에 대하여 구조물의 하중단계별 균열폭을 계산하였으며, Fig. 19과 Fig. 20에는 임계균열폭과 계면파괴 하중과의 해석결과를 도시하였다.

해석결과 CS-D1 시험체의 경우 최대 균열폭이 1.03 mm 이상이 될 경우 보강재가 모체 콘크리트에서 박리되고, 하중 54 tonf에서 시험체가 박리파괴되는 것으로 나타났으며, 실제 시험결과에서는 보강재 박리부의 균열폭이 1.0 mm이고, 최대 하중 51 tonf에서 시험체가 파괴됨으로써 해석결과와 거의 일치하는 것으로 계산되었다.

배력철근방향으로 전면보강되고 주철근방향으로 strip 형태로 보강된 CS-S1D1 시험체는 최종 파괴시 편칭전단 파괴가 발생하였으며, 시험체 외측균열부에서 보강재의 박

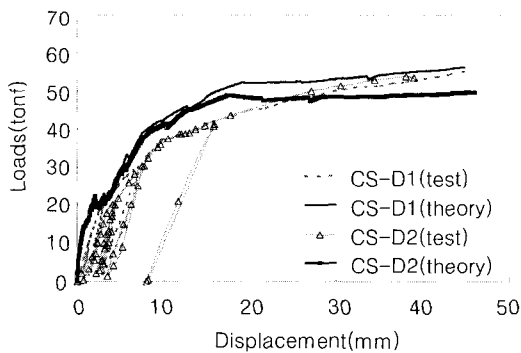


Fig. 17 Load-displacement relationship of one-directionally strengthened specimen

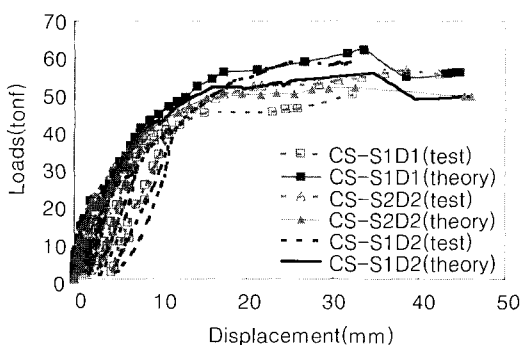


Fig. 18 Load-displacement relationship of two-directionally strengthened specimen

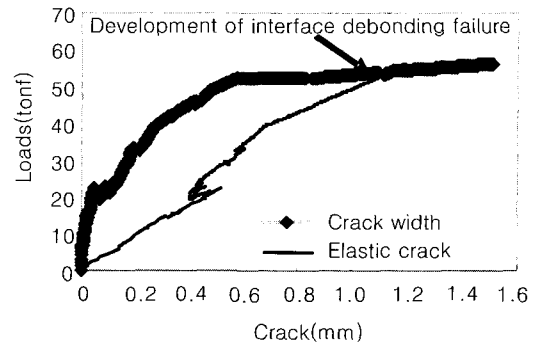


Fig. 19 Critical crack width and interface debonding load of CS-D1 specimen

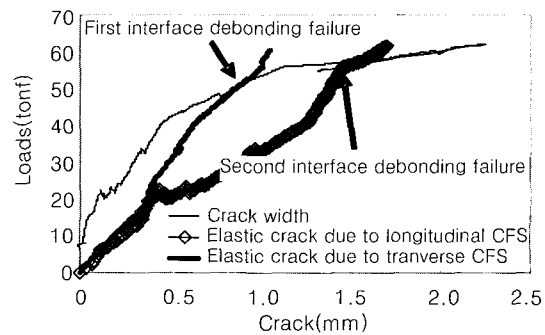


Fig. 20 Critical crack width and interface debonding load of CS-S1D1 specimen

리가 발생한 것으로 관찰되었고 이때의 균열은 1.3 mm인 것으로 나타났다. CS-S1D1 시험체에 대한 해석결과 박리는 최대 균열폭이 1.5 mm 이상 발생시 발생하는 것으로 나타났으며, 박리를 고려한 시험체의 최대하중은 56 tonf으로서 실제 파괴하중인 48.1 tonf보다 큰 것으로 나타났다.

5. 결 론

보강된 교량 바닥판의 계면박리 해석을 통하여 도출된 결론을 정리하면 다음과 같다.

1) 실험 및 기존 문헌을 분석한 결과, 콘크리트 구조물을 일방향 보강재인 탄소섬유쉬트로 보강하는 경우, 모체 콘크리트 외부에 보강재가 에폭시레진으로 부착되기 때문에 배력철근방향과 주철근방향의 전단응력차 등에 의한 섬유 미끌림 현상으로 섬유의 조기파괴가 발생하거나 균열면의 크기가 비선형적으로 증가함에 따라 보강재의 부착강도 초과에 의한 계면박리 파괴가 발생하는 것으로 나타났다.

2) 본 연구에서는 보강된 바닥판의 계면박리파괴 메카니즘을 보강재의 부착응력과 바닥판 슬래브의 균열발생 메카니즘과의 관계로부터 해석하고자 하였으며, 이와 같은 파괴메카니즘은 보강된 시험체의 파괴형태를 충분히 반영

하고 있는 것으로 나타났다.

3) 바닥판 시험체의 균열폭의 변화는 바닥판의 비선형 단면해석프로그램을 이용하여 계산하였으며, 개발된 프로그램은 시험체의 거동을 충분히 모사하는 것으로 나타났다. 또한 해석시의 균열폭과 실제 시험체의 균열폭의 변화는 거의 유사한 것으로 기존의 연구에서 나타났다.

4) 임계 균열폭에 의한 계면해석 결과, 시험시 계면박리 파괴가 발생한 CS-DI 시험체와 CS-SIDI 시험체의 박리 파괴하중과 거의 일치하는 것으로 나타나 제안된 계면박리 파괴 예측식을 검증할 수 있는 것으로 판단되나, 시험체의 수가 적기 때문에 보다 많은 시험결과와의 비교, 분석이 필요한 것으로 판단된다.

참고문헌

1. 배인환, "강판 및 탄소섬유로 보강된 철근콘크리트 보의 휨해석 및 설계기법연구," 한양대학교 박사학위논문, 1998.
2. Jones, R., Swamy, R. N., and Charif, A., "Plate Separation and Anchorage of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Epoxy-Bonded Steel Plates," *The Structural Engineer*, Vol. 66, No. 5, Mar. 1988, pp.85~94.
3. Malek, A. M., Saadatmanesh, H., and Ehsani, M. R., "Prediction of Failure Load of R/C Beams Strengthened with FRP Plate Due to Stress Concentration at the Plate End," *ACI Structural Journal*, Vol. 95, No. 1, American Concrete Institute, Jan. 1998, pp.142~152.
4. Roberts, T. M. and Haji-Kazemi, H., "A Theoretical Study of the Behavior of Reinforced Concrete Beams Strengthened by Externally Bonded Steel Plates," *Proceedings of International Civil Engineers*, Vol. 87 No. 2, 1989, pp.39~55.
5. Park, R. and Paulay, T., "Reinforced Concrete Structures," John Wiley & Sons Inc., 1975.
6. Swamy, R. R. N., Jones R, and Charif, A., "The Effect of External Plate Reinforcement on the Strengthening of Structurally Damaged RC Beams," *The Structural Engineer*, Vol. 67, No. 3, Feb. 1989, pp.45~56.
7. 심종성, 오홍섭, "RC 교량상판의 휨 성능향상을 위한 탄소섬유 보강방법 연구," 한국콘크리트학회 가을학술 발표회 논문집, 제10권 2호 (통권 제19집), 1998년 11월. pp.827~832.
8. Batchlor, B., Brain, E., Hewitt, P., Csagoly, P., and Holowka, M., "Investigation of the Ultimate Strength of Deck Slabs of Composite Steel /Concrete Bridges," *Transportation Research Record*, No.664, Transportation Research Board, 1978, pp.162~170.
9. 심종성, "콘크리트 교량 바닥판에 대한 보수·보강 공법의 효과분석 연구," 한국도로공사, 2000.
10. Hognestad, E., "High Strength Bars as Concrete Reinforcement, Part 2. Control of Flexural Cracking," *Journal of Portland Cement Association Research and Development Laboratories*, Vol. 4, No. 1, January 1962, pp.46~63.
11. Park, R. and Gamble, W. L., "Reinforced Concrete Slabs," John Wiley & Sons Inc., 2000.
12. Frosch, R. J., "Another Look at Cracking and Crack Control in Reinforced Concrete," *ACI Structural Journal*, Vol. 96, No. 3, American Concrete Institute, 1999, pp.437~445.
13. 심종성, 오홍섭, "외부부착 보강된 교량 바닥판 균열폭의 반경험적인 예측," 한국콘크리트학회 논문집, 제14권 2호, 2002, pp.231~238.
14. Hsu, T. T. C., "Unified Theory of Reinforced Concrete," CRC, 1993.

요 약

바닥판은 주형 또는 하부구조 등에 비하여 손상이 많이 발생하기 때문에 탄소섬유쉬트와 같은 섬유보강재를 사용하여 손상된 바닥판의 내하력을 향상시키기 위한 성능향상 공법의 적용이 증가하고 있다. 그러나 섬유보강재와 콘크리트사이의 계면을 에폭시를 사용하여 일체화시키는 외부착공법의 특성상 하중위치 및 보강방법 등에 따라 보강재가 조기에 박리되는 현상이 발생할 수 있으며, 특히 이방향 균열의 성장에 의하여 손상이 진행되는 바닥판의 경우에는 보강된 보 구조물에서 일반적으로 발생하는 단부박리현상보다는 균열폭의 증가에 의하여 발생하는 계면박리 현상이 많이 발생하게 된다. 본 연구에서는 성능향상된 바닥판의 계면박리를 해석하기 위하여 균열폭과 부착응력의 관계로부터 계면박리가 발생하는 임계부착응력과 임계 균열을 산정할 수 있는 이론적인 해석식을 제안하였다. 또한 보강된 바닥판 시험체에 대한 정적 시험결과와의 비교를 통하여 제안식의 타당성을 검증하였다.

핵심용어 : 계면박리, 균열폭, 바닥판, 임계부착응력, 균열예측식