

도로교 RC 바닥판의 피로파괴에 관한 연구

Fatigue Failure of RC Decks in Highway Bridges

권 혁 문*
Kwon, Hyug Moon

요 약

지간 2m인 RC바닥판을 모델로 하여 松井⁽⁷⁾등이 연구한 실험결과를 기초로 피로파괴 가능성에 대하여 규명하였다. 같은 M_d/U 에서 콘크리트 강도 $240\text{kg}/\text{cm}^2$ 이 $210\text{kg}/\text{cm}^2$ 보다 피로파괴 수명이 길게 나타나고, 유효높이 14, 15cm는 M_d/U 를 크게 하여도 피로파괴수명에는 큰 증가가 없는 것으로 나타나고 있다. 같은 조건에서 92년판 시방서에 의해 설계한 단면이 85년판 시방서에 의해 설계한 것보다 피로파괴수명이 약 50% 증가된 것으로 나타나고 있으나, 양 시방서에 의해 설계된 단면 모두 펀칭전단 피로파괴가 일어날 수 있으므로 바닥판의 최소두께를 조정해야 할 필요가 있다.

Abstract

Possibility of fatigue failure in punching shear of reinforced concrete decks of highway bridges is analytically investigated by applying Matsui et al.'s experimental finding to models of 2-meter span decks designed in compliance with previous and current codes.

Decks made of concrete of compressive strength of $240\text{kg}/\text{cm}^2$ showed longer fatigue life than decks made of $210\text{kg}/\text{cm}^2$ concrete at the same M_d/U ratios ; higher M_d/U ratio resulted in longer fatigue life but its effect is insignificant in decks having effective depths of 14 and 15cm. Decks designed to higher load factors as specified by current codes showed longer fatigue life than decks designed to lower load factors specified by previous codes ; yet fatigue failure appeared to occur in both decks within their normal life span, thus indicating need for redefining the minimum deck thickness.

Keywords : fatigue failure, punching shear, deck, highway bridge, deck thickness, load factor.

1. 서 론

PC 및 강합성 도로교 바닥판은 대부분이 철근 콘크리트(이하 RC라 함) 슬래브로 되어 있다. 근

년 교통량의 증대와 대형트럭의 증량화로 이들 RC바닥판에 균열이 생기고, 콘크리트의 부분적인 박락과 포장면의 함몰 등의 손상사례가 여러 곳에서 문제시되고 있다. 그러나, 구미에서는 허용용

* 정회원, 日本國 鳥取大學 工學部 土木工學科, 工博

• 본 논문에 대한 토의를 1994년 3월 31일까지 학회로 보내 주시면 1994년 6월호에 토의회답을 게재하겠습니다.

력 설계법, 소성이론에 기초한 강도설계법으로 설계한 도로교 콘크리트 단면은 피로 파괴되지 않는다고 단정하고 있으며, 또한 대기중에서 일정점 반복재하 피로시험의 콘크리트보는 응력비 70% 이하에서 피로 파괴가 일어나지 않는다는 것은 이미 잘 알려진 사실로서 콘크리트 단면은 휨에 대하여 충분한 피로내력을 가지고 있는 것으로 보고되고 있다.⁽¹⁾ 그러나, 바닥판은 일정점재하가 아닌 주행운하중을 직접 받기 때문에 다른 교량부재에 비해 피로의 영향을 받기 쉬우며, 국부하중을 받아 편칭전단형으로 파괴되는 것은 오래전부터 실제 교량의 파괴형태로부터 경험적으로 알고 있으며, 岡田⁽²⁾ 등의 연구에서 일방향 RC슬래브의 200만회 피로강도는 정적강도의 약 1/2로 저하, 특히 균열내에 우수가 침투한 경우는 정적내력의 약 1/5로 저하한다는 보고와 園田⁽³⁾ 등, 松井⁽⁴⁾ 등의 이러한 편칭전단 피로파괴에 관한 연구가 있으며, 바닥판을 관통한 균열에 우수가 스며들었을 때는 피로수명이 50~250배로 감소한다는 보고를 보았을 때, 우리나라와 같이 과적차량이 많은 곳에서는 바닥판의 피로를 더욱 더 고려해야 한다고 생각되기에 본 논문에서는 1985년판 및 1992년판 도로교 표준시방서^(5,6)(이하 85, 92년판 시방서라 함)에 따라 설계한 지간 2m의 RC바닥판을 모델로 하여 식(1)에 의한 편칭전단 내하력의 증가율과 松井⁽⁷⁾ 등이 연구한 실험결과를 사용하여 Simulation에 의해 피로파괴 가능성에 대하여 규명하고자 한다.

2. 편칭전단내하력 산정식과 바닥판 단면

2.1 편칭전단내하력 산정식

지금까지 제안된 식에서 바닥판의 편칭전단 내하력의 영향인자는 바닥판의 유효높이, 콘크리트 강도, 재하판 주장, 철근비, 철근 항복강도, 극한 휨 내하력 등이 있다. 경우에 따라서는 바닥판전두께, 배력철근비, 재하판의 형상, 재하판의 크기, 바닥판의 지지조건, 재하위치 등도 영향을 미친다. 정확한 값을 구하기 위해서는 이들 모든 인자를 고려해야 하지만, 주 재료로 사용하고 있는 철근콘

크리트의 불균일성, 바닥판 두께와 배근의 시공오차 때문에 모든 인자의 영향을 고려하여 평가하는 것은 어렵다. 특히, 바닥판의 편칭전단 파괴기구 그 자체의 해명도 아직 충분하지 않다. 松井⁽⁴⁾ 등은 비교적 실험치에 상당히 가까운 값을 나타내는 편칭전단내하력식을 제안하였으나 그 식을 사용할 경우 배력철근비와 바닥판의 두께가 다름에 따라 편칭전단 피로에 대한 S-N곡선이 달리 나타나므로 이를 수정 사용하여 3.2절과 같이 하나의 S-N곡선을 만들었다. 그 식을 소개하면 식(1)과 같다.

$$P_{sx} = 2v_s x_m B + 2f_t C_m B \quad (1)$$

여기서,

P_{sx} : 수정된 편칭전단 내하력(이하 편칭전단 내하력이라 함)(kg),

B : 피로에 대한 상판의 유효폭, $(b+2d_d)$ (cm),

d_d : 배력철근의 유효높이 (cm),

b : 재하판의 배력철근방향의 변장 (cm), 20cm,

x_m : 주철근에 직각인 단면의 인장측 콘크리트를 무시한 단면의 중립축 깊이 (cm),

C_m : 주철근중심으로부터의 덮게두께 (cm), 4cm,

v_s : 콘크리트의 전단강도,

$$0.252f'_c - 0.000246f_c^2, \text{ (kg/cm}^2\text{)},$$

f_t : 콘크리트의 인장강도,

$$0.583(f'_c)^{2/3}, \text{ (kg/cm}^2\text{)},$$

f'_c : 콘크리트압축강도, (kg/cm²),

$$E_c : 210000 + 900(f'_c - 300), \text{ (kg/cm}^2\text{)},$$

단, 철근의 탄성계수는 2.04×10^6 kg/cm²로 한다. 식(1)에서는 편칭전단 내하력의 주요 영향인자인 바닥판두께, 유효높이, 철근량, 콘크리트 압축강도, 재하판의 크기 및 형상에 관해서 고려한 것이다.

2.2 바닥판 단면과 편칭전단내하력

본 논문에서는 지간 2m에 대하여 85년판 및 92년판 시방서의 규정에 따라 휨모멘트만 고려하여 설계한 단면을 대상으로 편칭전단내하력 증가율에 대하여 검토한다. 철근단면적을 결정할 때 D13은 실제 주철근으로는 거의 사용되지 않으나, 여기서는 같은 $M_d(=\phi_f \cdot M_n) / U$ 에서 비교하기 위해 사용하였다.

2.2.1 85년판 도로교 표준시방서 규정에 따라 설계한 단면

콘크리트 표준시방서⁽⁸⁾의 규정에 따라 $U=1.2D+1.8L$ (여기서 D는 사하중, L은 활하중), $\phi_f=0.85$ 와 85년판 시방서의 충격계수 $i=20/(50+L)$ 를 적용한 휨모멘트에 대하여 설계한 단

면과 식(1)에 의해 계산한 편칭전단 내하력 P_{sx} 는 Table 1과 같다.

2.2.2 92년판 도로교 표준시방서 규정에 따라 설계한 단면

92년판 시방서 규정에 따라 $U=1.3D+2.15L$, $\phi_f=0.85$, 충격계수 $i=15/(40+L)$ 를 적용한 휨모멘트에 대하여 설계한 단면과 식(1)에 의해 계산한 편칭전단 내하력 P_{sx} 는 Table 2와 같다.

Table 1, 2를 도식하면 Fig.1, 2와 같다. Fig.1, 2에서 나타난 것과 같이 P_{sx} 와 M_d/U 는 선형관계이므로 이들의 회귀식을 구하여 같은 M_d/U 에 대하여 편칭전단 내하력 P_{sx} 는 92년판 시방서에 의해 설계한 것이 85년판 시방서에 의해 설계한 것보다 콘크리트강도 210kg/cm²에서는 3.4%, 240kg/cm²에서는 3.1% 증가되었다. 또한, 92년

Table 1 Sections and P_{sx} for decks designed by Korea standard specifications for highway bridges Ed. 1985

d	A_s^*	A_d^*	M_d/U	P_{sx} (ton)	d	A_s^*	A_d^*	M_d/U	P_{sx} (ton)
14	D16@15	D16@20	1.033	29.648	14	D13@10	D13@12.5	1.007	30.936
14	D16@12.5	D16@15	1.210	31.160	14	D16@15	D16@20	1.048	30.905
14	D16@10	D16@12.5	1.457	33.075	14	D16@12.5	D16@15	1.232	32.509
14	D19@15	D16@15	1.412	32.516	14	D16@10	D16@12.5	1.457	34.552
15	D13@10	D13@12.5	1.070	32.018	15	D13@10	D13@12.5	1.084	33.334
15	D16@15	D16@20	1.113	32.007	15	D16@15	D16@20	1.128	33.328
15	D16@12.5	D16@15	1.306	33.679	15	D16@12.5	D16@15	1.328	35.097
15	D19@15	D16@15	1.528	35.195	15	D16@10	D16@12.5	1.578	37.354
16	D13@10	D13@12.5	1.146	34.407	16	D13@10	D13@12.5	1.160	35.786
16	D16@15	D16@20	1.193	34.422	16	D16@15	D16@20	1.208	35.806
16	D16@12.5	D16@15	1.402	36.257	16	D16@12.5	D16@15	1.424	37.745
16	D19@15	D16@15	1.643	37.941	16	D19@15	D16@15	1.643	39.538
17	D13@10	D13@12.5	1.222	36.849	17	D13@12.5	D13@15	1.005	35.833
17	D16@15	D16@20	1.272	36.891	17	D13@10	D13@12.5	1.236	38.290
17	D16@12.5	D16@15	1.497	38.896	17	D16@15	D16@20	1.287	38.339
17	D16@12.5	D16@15	1.497	38.896	17	D16@12.5	D16@15	1.497	40.453
18	D13@12.5	D13@15	1.056	36.800	18	D13@12.5	D13@15	1.065	38.185
18	D13@10	D13@12.5	1.298	39.343	18	D13@10	D13@12.5	1.312	40.846
18	D16@15	D16@20	1.351	39.414	18	D16@15	D16@20	1.366	40.925
18	D16@12.5	D16@15	1.592	41.593	18	D16@12.5	D16@15	1.592	43.219
19	D13@12.5	D13@15	1.116	39.142	19	D13@12.5	D13@15	1.125	40.583
19	D13@10	D13@12.5	1.373	41.888	19	D13@10	D13@12.5	1.387	43.453
19	D16@15	D16@20	1.430	41.989	19	D16@15	D16@20	1.445	43.563
19	D16@12.5	D16@15	1.687	44.347	19	D16@15	D16@20	1.430	43.563

d : effective depth (cm), $M_d = \phi_f \cdot M_n$.

* : Diameter, spacing of reinforcement

(a) $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, span = 2.0m

(b) $f'_c = 240\text{kg/cm}^2$, span = 2.0m

Table 2 Sections and P_{sx} for decks designed by Korea standard specifications for highway bridges Ed. 1992

d	A_s^*	A_d^*	M_d/U	P_{sx} (ton)
14	D16@12.5	D16@15	1.081	31.160
14	D16@10	D16@12.5	1.302	33.075
14	D19@15	D16@15	1.261	32.516
14	D19@12.5	D16@12.5	1.459	34.104
15	D16@12.5	D16@15	1.167	33.679
15	D16@10	D16@12.5	1.409	35.798
15	D19@15	D16@15	1.364	35.195
15	D19@12.5	D16@12.5	1.583	36.958
16	D13@10	D13@12.5	1.024	34.407
16	D16@15	D16@20	1.065	34.422
16	D19@15	D16@15	1.467	37.941
16	D19@15	D16@15	1.467	37.941
17	D13@10	D13@12.5	1.092	36.849
17	D16@15	D16@20	1.136	36.891
17	D16@12.5	D16@15	1.338	38.896
17	D19@15	D16@15	1.570	40.753
18	D13@10	D13@12.5	1.160	39.343
18	D16@15	D16@20	1.207	39.414
18	D16@12.5	D16@15	1.423	41.593
18	D19@15	D16@15	1.672	43.629
19	D13@10	D13@12.5	1.227	41.888
19	D16@15	D16@20	1.277	41.989
19	D16@12.5	D16@15	1.507	44.347
19	D16@12.5	D16@15	1.507	44.347

d	A_s^*	A_d^*	M_d/U	P_{sx} (ton)
14	D16@12.5	D16@15	1.101	32.509
14	D19@15	D16@15	1.290	33.960
14	D16@10	D16@12.5	1.333	34.552
14	D19@12.5	D16@12.5	1.500	35.663
15	D16@15	D16@20	1.008	33.328
15	D16@12.5	D16@15	1.186	35.097
15	D19@15	D16@15	1.393	36.715
15	D16@10	D16@12.5	1.440	37.354
16	D13@10	D13@12.5	1.037	35.786
16	D16@15	D16@20	1.079	35.806
16	D16@12.5	D16@15	1.272	37.745
16	D19@15	D16@15	1.496	39.538
17	D13@10	D13@12.5	1.104	38.290
17	D16@15	D16@20	1.150	38.339
17	D16@12.5	D16@15	1.357	40.453
17	D19@15	D16@15	1.598	42.426
18	D13@10	D13@12.5	1.172	40.846
18	D16@15	D16@20	1.221	40.925
18	D16@12.5	D16@15	1.442	43.219
18	D19@15	D16@15	1.700	45.378
19	D13@12.5	D13@15	1.005	40.583
19	D16@15	D16@20	1.291	43.563
19	D16@15	D16@20	1.291	43.563
19	D16@12.5	D16@15	1.527	46.043

d : effective depth (cm), $M_d = \phi_f \cdot M_n$.

* : Diameter, spacing of reinforcement

(a) $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$, span = 2.0m

(b) $f'_c = 240\text{kg/cm}^2$, span = 2.0m

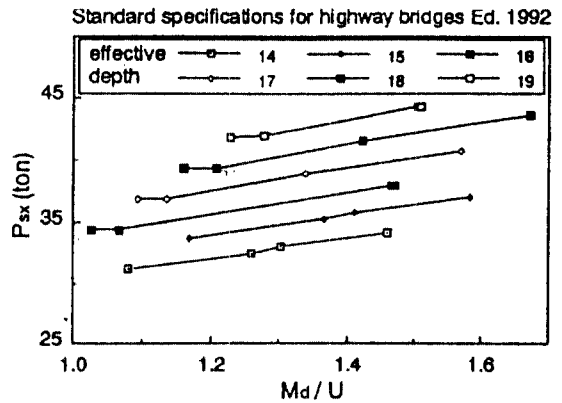
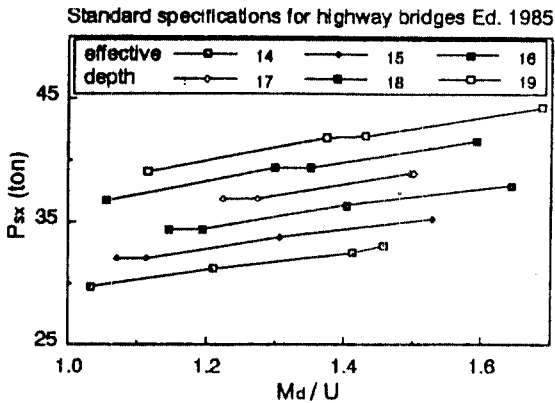


Fig.1 Relationships between P_{sx} and M_d/U for each effective depth, $f'_c = 210\text{kg/cm}^2$

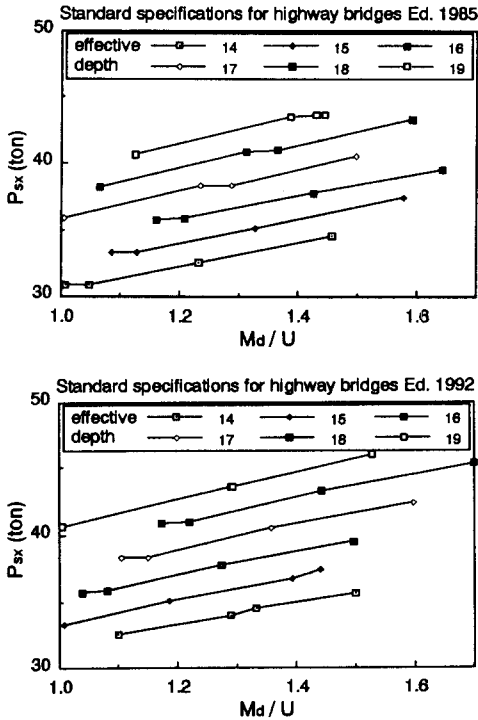


Fig.2 Relationships between P_{sx} and M_d / U for each effective depth, $f'_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

시험에서도 같은 양상을 나타낸 것으로 보고하였고, 피로반복이 진행됨에 따라, 처음에는 주철근 방향에 일정간격으로 휨균열이 발생한 후 이에 직각방향으로 균열이 발생하여 격자 또는 거북등 모양으로 된 후 주철근 방향의 균열은 점차 진행되어 단면을 관통하게 되므로 판구조인 바닥판은 보 구조화 되어 최종적으로 주철근에 직각인 단면이 전단파괴된다고 보고하였다⁽⁴⁾.

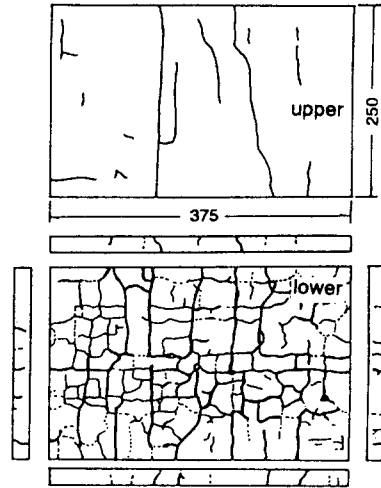


Fig.3 Crack pattern of actual RC deck⁽²⁾

판 시방서에 따라 표준트럭윤하중 P_{24} 에 상응하는 1윤하중 10ton에 충격계수 $i = 15 / (40 + L) \leq 0.3$ 를 고려한 것을 편칭전단 내하력 P_{sx} 로 나눈값, 즉 응력비는

$$S = \frac{10(1+i)}{P_{sx}} 100.$$

응력비는 설계하중의 증가에 따라 철근량을 증가시킴으로써 0.3%~0.8% 감소한 것으로 나타났다.

3. 피로파괴형태, S-N곡선

3.1 피로파괴형태

岡田⁽²⁾등에 의하면 실제 교량의 피로균열은 Fig.3과 같으면, 園田⁽³⁾등, 松井⁽⁴⁾등의 피로파괴

3.2 S-N곡선

Fig.4는 松井⁽⁷⁾등의 실험결과로 실제 사용되고 있는 부재와 비슷한 치수로써 슬래브 두께 18cm의 기진상태($N_{1,2}$), 복철근 슬래브의 습윤상태($W_{1,2}$) 및 단철근 바닥판의 습윤상태($WS_{1,2}$)에서 이동하중에 의한 S-N곡선이다. 여기서 P_a 는 재하 하중이고 P_{sx} 는 식(1)에 의해 계산된 값이다. 습윤상태에서의 피로수명은 분산이 커서 기진상태의 것보다 50~250배 저하된 것을 Fig.4에서 볼 수 있다. 이것과 비슷하게 西林⁽⁹⁾등은 콘크리트 부재의 일점고정 재하에 의한 보의 피로파괴는 대기중과 수중에서 다른 형태로 나타나고, 200만회 피로강도는 대기중에서 보다 수중에서 15~25%감소한다고 보고하였다. 이와 같이 노면의 방수상태가

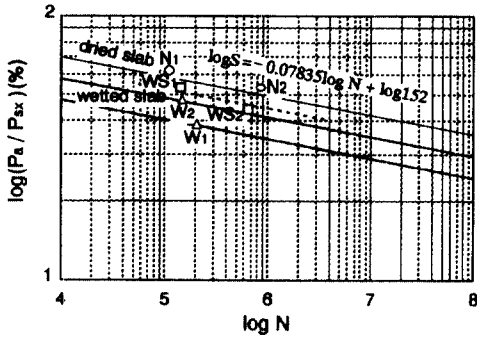


Fig.4 S-N curves for RC slab⁽⁷⁾

좋지 않고 노출된 경우에 비가 지속적으로 오면 바닥판이 습윤상태로 되어, RC 바닥판의 피로강도는 현저히 저하되는 것으로 나타나고 있다.

4. Simulation에 의한 피로파괴가능성

실제 바닥판에 작용하는 운하중은 랜덤형이므로, 차량 총중량의 분포형과 그 분포의 매개변수를 결정하여 차량 총중량을 분포형에 맞게 발생시켜, 이에 대응하는 운하중 분배계수를 적용하여 운하중을 결정한다. 이 운하중에 의한 피로손상도를 계산, Miner의 선형 누적피로 손상도 D를 구하여 D가 1보다 크게 되면 파괴하는 것으로 한다.

4.1 차량혼입율

평균일일트럭통행량(ADTT)은 8000 trucks/day로 가정하고, 무적재차량은 운하중이 작으므로 피로의 영향을 고려하지 않기로 한다. 적재차량과 무적재차량의 비율을 1:1로 정하면, 고려대상차량은 4000 trucks/day로 된다. 차량혼입율은 국도 4호선상의 산업도로인 하양 영천간의 하교에서 영천방향으로 200m 지점에서 1988년에 VTR로 녹화한 것을 트럭만 분석한 자료로써 Table 3과 같다. 본 논문에서는 하중이 작아서 피로에 영향을 거의 미치지 않는 small truck은 Simulation시 고려하지 않았다.

Table 3 Ratios of vehicle composition

veh. type	corresponding vehicles	ratio
small truck	(2A4, 6T : pickup, Ceres, etc)	0.515
truck I	(2A6T : 8t cargo, 8t dump, 4.5t boxer)	0.281
truck II	(3A10T : 11t cargo, 15t dump, tank car)	0.198
semi-trailer	(5A : container trailer)	0.006

A : axle T : tire

4.2 차량 총중량의 분포형, 매개변수와 운하중

대형트럭은 대체로 대수-정규분포가 적합하므로, 여기에서도 대수-정규분포를 사용한다. 매개변수는 한국건설기술연구원에서 보고한 평균치와 표준편차⁽¹⁰⁾를 이용하고, truck I의 운하중 분배율은 전후축 1:1, truck II와 semi-trailer는 오병환의 표준트럭형상⁽¹¹⁾을 이용하였다. 즉, 트럭의 전축은 차량 총중량의 0.2W, 제2, 3축은 각각 0.4W, semi-trailer의 전축은 0.12W, 나머지 4축은 각각 0.22W를 사용하였다.

4.3 지수분포에 의한 차량중량의 랜덤발생

Box-Muller의 알고리즘을 개량한 Polar법을 이용하여 정규분포난수를 발생, 대수-정규분포로 변환하였으며 알고리즘은 다음과 같다.⁽¹²⁾

1. $U(0,1)$ 으로부터 2개의 독립 무작위 변수 U_1, U_2 를 발생
 $i=1,2$ 에 대하여 $V_i=2U_i-1$
 $W=V_1^2+V_2^2$
2. 만약 $W>1$ 이면 단계 1로, 아니면
 $Y=[(-2 \ln W)/W]^{1/2}$
 $X_1=V_1Y, X_2=V_2Y$
3. 정규분포 난수를 대수-정규분포로 변환
 $\mu_1=E(X), \sigma_1^2=Var(X)$
 $\mu=\ln[\mu_1^2/(\sigma_1^2+\mu_1^2)^{1/2}]$
 $\sigma^2=\ln[\sigma_1^2+\mu_1^2]/\mu_1^2]$
 $X=EXP(X_1\sigma^2+\mu), EXP(X_2\sigma^2+\mu)$

4.4 S-N곡선식, 피로수명과 피로손상도

본 논문은 피로파괴 가능성의 연구이기에 S-N

곡선식은 Fig.4의 기건상태에서는 $\log S = -0.07835 \log N + \log 152$ 를 사용하고, 습윤상태는 복철근인 경우 가장 불리한 W_1 의 S-N곡선식을 사용한다. 편칭전단 피로에 대한 일반적인 S-N곡선식은 식 (2)와 같다.

$$\log S = A \cdot \log N + \log B \quad (2)$$

식(2)로부터 구한 부재의 편칭전단응력비 S에 대한 피로수명은,

$$N_f = 10^{(\log S - \log B) / A} \quad (3)$$

Fig.4의 S-N곡선은 지간중앙에 대한 것이나, 실제 조사에 의하면 빔의 중앙에서 한치부까지는 30~40cm이고 편칭전단의 분포는 재하면으로부터 유효높이만큼 떨어진 곳까지 생기므로 편칭전단피로파괴의 가장 불리한 재하상태는 평균적으로 지점에서 50cm 떨어진 곳으로 볼 수 있다. Fig.4는 하중재하를 지간중앙에 하였을 경우의 S-N곡선이므로 이에 대한 보정을 위하여 구조해석용 프로그램인 SAPIV⁽¹³⁾에 의해 지점에서 50cm 떨어진 곳에 재하했을 경우 지간 2m의 최대 전단력(Q_s)과 지간중앙에 재하했을 경우의 최대 전단력(Q_c)과의 비 $Q_s/Q_c = 1.6$ 과 Fig.4의 S-N곡선을 얻기 위한 실험을 할 때 재하판 12×30cm를 사용하였으나 92년판 시방서에서 차량재하면적은 20×50cm이므로 재하판 크기에 대한 보정으로 같은 바닥판에 대해 재하면적 12×30cm와 20×50cm에 대한 전단력비의 측정결과치 0.779⁽⁷⁾를 사용하면 Miner법칙에 의한 보정계수는,

$$\alpha = 1.6^{(1/0.07835)} \cdot 0.779^{(1/0.07835)} \quad (4)$$

누적피로손상도는

$$D = \sum \frac{\alpha}{N_{f,d}} + \sum \frac{\alpha}{N_{f,w}} \quad (5)$$

여기서,

$N_{f,d}$: 바닥판 건조상태의 피로수명

$N_{f,w}$: 바닥판 습윤상태의 피로수명

이상을 기초로 하여 구한 RC바닥판의 피로수명 계산의 흐름도는 Fig.5와 같다.

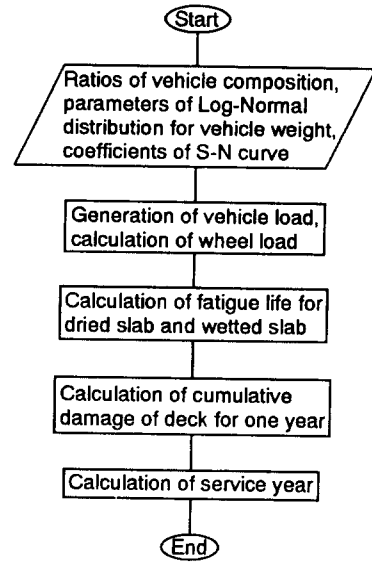
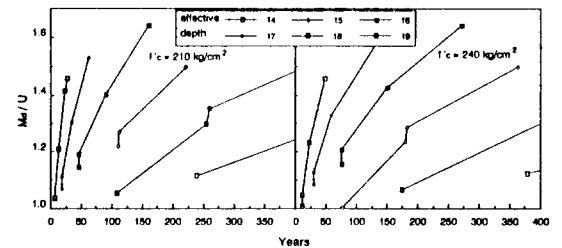


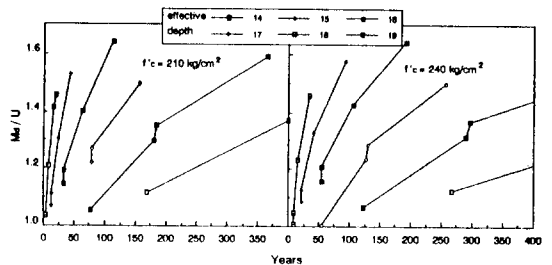
Fig.5 Flow chart of calculating fatigue life

5. 비교분석

Fig.5의 흐름도에 의해 연간 시간당 0.5mm 이상 되는 강우강도의 합이 10, 15일에 대한 Table 1, 2 단면의 피로수명을 구한 결과를 도식하면 Fig.6, 7과 같다.



(a) Wetted deck for 10 days per year



(b) Wetted deck for 15 days per year

Fig.6 Relationship between M_d/U and fatigue life for section of table 1

편칭전단피로파괴의 기준을 100년으로 하면 공 용기간은 그의 반인 50년으로 된다. 85년판 시방 서에 의해 M_d/U 를 1.2~1.5로 설계했을 때, 연간 습윤상태 10일인 경우, 콘크리트 강도 210, 240kg/cm² 모두 유효높이 16cm이하에서 피로파 괴가 100년안에 일어날 가능성이 Fig.6에서 나타 나고 있다. 또한 연간 습윤상태 15일인 경우에는 콘크리트 강도 210kg/cm²가 유효높이 17cm에서 도 피로파괴가 일어날 가능성이 있다.

92년판 시방서에 의해 M_d/U 를 1.2~1.5로 설 계했을 때, 연간 습윤상태 10일인 경우, 콘크리트 강도 210, 240kg/cm² 모두 유효높이 15cm이하에 서 피로파괴가 100년안에 일어날 가능성이 Fig.7 에서 나타나고 있다. 또한, 연간 습윤상태 15일인 경우에는 콘크리트 강도 210, 240kg/cm² 모두 유효높이 16cm에서도 피로파괴가 일어날 가능성이 있다. Fig.6, 7에서 같은 M_d/U 에 대해 콘크리트 강도 240kg/cm²가 210kg/cm²보다 피로파괴수 명이 길게 나타나고, 유효높이 14, 15cm는 M_d/U 를 크게 하여도 피로수명에는 큰 증가가 없는 것 으로 나타나고 있다. 같은 조건에서 92년판 시방

서에 의해 설계한 단면이 85년판 시방서에 의해 설계한 것보다 피로파괴수명이 약 50% 증가된 것 으로 나타나고 있으나, 양 시방서에 의해 설계한 단면 모두 편칭전단피로파괴가 일어날 수 있다. 특히, 85년판 시방서 강교편에는 차도부 바닥판의 최소두께가 18cm, 콘크리트교편에서는 16cm, 92년판 시방서는 강교편, 콘크리트교편 모두 18cm, 주철근이 차량진행방향과 직각인 연속판의 경우 30+11cm이므로 지간장이 2m인 경우는 17cm가 되므로 이 규정에 의해 설계했을 경우 피로파괴가 편칭전단에 의해 일어날 수 있으므로 바닥판의 최 소두께를 조정해야 될 것이다.

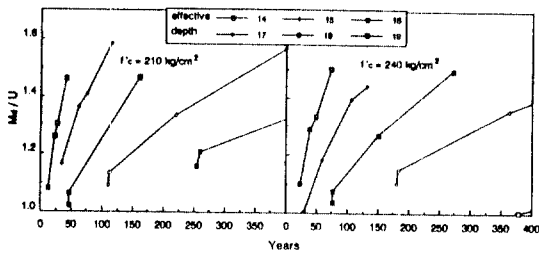
6. 결 론

철근 덮개 4cm, 바닥판 지간 2m의 편칭전단 피로파괴수명에 대하여 다음과 같은 결론을 얻을 수 있다.

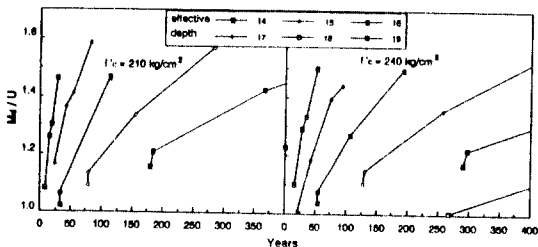
① 같은 설계조건하에서 92년판 시방서로 설계 한 단면의 편칭전단 내하력 P_{sx} 는 85년판 시방서 로 설계한 단면보다 콘크리트강도 210kg/cm²에 서는 3.4%, 240kg/cm²에서는 3.1%증가하였다. 또한, 92년판 시방서에 따라 표준트럭하중 P_{24} 에 상응하는 운하중 10ton에 충격계수 $i=15/(40+L) \leq 0.3$ 를 고려한 것을 편칭전단 내하력 P_{sx} 로 나눈값 즉, 응력비 S 는 설계하중의 증가에 따 라 철근량을 증가시킴으로써 0.3%~0.8% 감소한 것으로 나타났다.

② 85년판 시방서에 의해 M_d/U 를 1.2~1.5로 설계했을 때, 연간 습윤상태 10일인 경우, 콘크리트 강도 210, 240 kg/cm² 모두 유효높이 16cm이하에서, 연간 습윤상태 15일인 경우에는 콘크리트 강도 210kg/cm²가 유효높이 17cm에서도 피로파 괴가 일어날 가능성이 있다.

③ 92년판 시방서에 의해 M_d/U 를 1.2~1.5로 설계했을 때, 연간 습윤상태 10일인 경우, 콘크리트 강도 210, 240kg/cm² 모두 유효높이 15cm이하에서, 연간 습윤상태 15일인 경우에는 콘크리트 강도 210, 240kg/cm² 모두 유효높이 16cm에서도 피로파괴가 일어날 가능성이 있다.



(a) Wetted deck for 10 days per year



(b) Wetted deck for 15 days per year

Fig.7 Relationship between M_d/U and fatigue life for section of table 2

④ 같은 M_d/U 에서 콘크리트 강도 $240\text{kg}/\text{cm}^2$ 이 $210\text{kg}/\text{cm}^2$ 보다 피로파괴수명이 길게 나타나고, 유효높이 14, 15cm는 M_d/U 를 크게 하여도 피로파괴수명에는 큰 증가가 없는 것으로 나타나고 있다.

⑤ 같은 조건에서 92년판 시방서에 의해 설계한 단면이 85년판 시방서에 의해 설계한 것보다 피로파괴수명이 약 50% 증가된 것으로 나타나고 있으나, 양 시방서에 의해 설계한 단면 모두 편칭전단 피로파괴가 일어날 수 있다.

85, 92년판 시방서 규정에 의해 설계했을 경우 편칭전단에 의해 피로파괴가 일어날 수 있으므로 바닥판의 최소두께를 조정해야 할 필요가 있다.

감사의 글

본 연구에 필요한 실험자료를 제공해 준 大阪大學의 松井繁之 선생님께 감사를 드립니다.

참 고 문 헌

1. 井上正一, 콘크리트의 壓縮疲勞特性と部材設計への適用に關する基礎的研究. 京都大學博士學位論文, 1985, pp.137-138.
2. 岡田 清, 岡村宏一, 園田惠一郎, 島田 功, “道路橋 鐵筋콘크리트床版のひびわれ損傷と疲勞性狀”, 土木學會論文報告集, 第321號, 1982年 5月, p.49-61.
3. 園田惠一郎, 今井宏典, 堀川都志雄, 船越博行, “輸荷重の反復の下でのRC床版の舉動”, 第六回

- コンクリート工學年次講演會論文集, 1984, pp. 649-652.
4. 松井 繁支, “移動荷重を受ける道路橋 RC床版の疲勞強度と水の影響について”, 콘크리트工學年次論文報告集, 第九卷, 第二號, 1987, pp. 627-632.
5. 건설부제정, 도로교 표준시방서, 대한토목학회, 1985, pp.47, 19-22.
6. 건설부제정, 도로교 표준시방서, 대한토목학회, 1992, pp.47, 101-106.
7. 阪神高速道路公團, 道路橋RC床版のひびわれ損傷と耐久性, 1991.
8. 건설부제정, 콘크리트 표준시방서, 대한토목학회, 1988, pp.56-59.
9. 西林新藏, 井上正一, 大谷公行, “水中における鐵筋콘크리트はりの疲勞性狀”, 콘크리트工學年次論文報告集, 第九卷, 第二號, 1987, pp. 633-638.
10. 한국건설기술연구원, 도로포장설계지침서작성 및 자동차 축하중 조사연구, 건설부, 1988, pp.76.
11. 오병환, “교량구조물의 합리적인 설계하중 결정 및 설계기준”, 대한토목학회논문집, 제11권, 제4호, 1991, pp.55-66.
12. Averill M.Law and W.David Kelton, Simulation Modeling and Analysis, McGraw-Hill Book Company, 1982, pp.240-260.
13. Bathe, K.J., E.L.Wilson and F.E.peterson, SAPIV-a structural analysis program for static and dynamic response of linear system, Report No.EERC73-11, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkely, CA., 1973.

(접수일자 : 1993. 4. 23)