

구조안전성능 자료 _ 철곡교

구조안전성능 자료 _ 철곡교 구조계산서 검토

1. 설계 조건

- 교량 형식 : P.C BEAM교
- 교량 등급 : 1 등급
- 지면 길이(L) : 29,100 m
- 교 폭(B) : 19,500 m
- 활하중 : DB-24

$$\text{중적 계수} = \frac{15}{40 + L} = \frac{15}{40 + 29.1} = 0.217 < 0.3$$

$$\text{극한 하중 조합} : 1.3 D + 2.15 L$$

1.2 재료의 강도 및 재료 성질

- 콘크리트
 - 주형 : 설계 기준 강도(σ_{ck}) : 300,000 Kp/cm²
 - P.S 도립시(σ_{ct}) : 280,000 Kp/cm²
 - 슬래브 : 270,000 Kp/cm²
 - 활 밑 : 270,000 Kp/cm²
- P.S 강선 (SBC 12.7mm 7연선 저탄소세이전 강연선 사용)
 - 극한 강도(σ_{pu}) : 1900,000 Kp/cm²
 - 항복 강도(σ_{py}) : 1600,000 Kp/cm²
 - 탄성 계수(E_p) : 2,100E+06 Kp/cm²

1.3 하중 목록

- 프리스트레스드 콘크리트 :
 - 긴장직후 : 허용압축응력(σ_{ca}) = $0.55 \times \sigma_{ck}$ = 154,000 Kp/cm²
 - 허용인장응력(σ_{ta}) = $\text{MIN}(14.0, 0.75 \sqrt{\sigma_{ck}})$ = 12,550 Kp/cm²
- 사용상태 : 허용압축응력(σ_{ca}) = $0.60 \times \sigma_{ck}$ = 180,000 Kp/cm²
- 허용인장응력(σ_{ta}) = $1.50 \sqrt{\sigma_{ck}}$ = 28,062 Kp/cm²
- P.C 강재 (저탄소세이전 강재)
 - 긴장시 : $\text{MIN}(0.8 \sigma_{pu}, 0.9 \sigma_{py})$ = 1440,000 Kp/cm²
 - 긴장직접 이후 : $\text{MIN}(0.7 \sigma_{pu}, 0.8 \sigma_{py})$ = 1280,000 Kp/cm²
 - 사용하중상태 : $0.7 \sigma_{pu}$ = 1330,000 Kp/cm²
- 슬래브 콘크리트
 - 허용 압축응력 = $0.4 \sigma_{ck}$ = 108,000 Kp/cm²

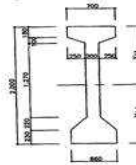
1.4 긴장 목록

- 긴장재 # 1 = 12800,00 Kp/cm²
- 긴장재 # 2 = 12800,00 Kp/cm²
- 긴장재 # 3 = 12800,00 Kp/cm²
- 긴장재 # 4 = 12800,00 Kp/cm²
- 긴장재 #

1/3-3

4. 주형의 설계

4.1 단면 재현



1) 거대 중단면

- 콘크리트

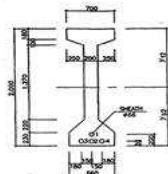
MM	Ac	Ac x y	Io	Ixx	beta	Jc
2	1.260E+03	2.407E+05	3.402E+04	4.600E+07	2.793E-01	1.140E+05
3	4.500E+02	7.965E+04	3.750E+03	1.410E+07	2.867E-01	1.290E+04
4	2.540E+03	2.756E+05	3.414E+06	3.332E+07	3.003E-01	3.051E+05
5	9.460E+02	3.216E+04	3.816E+04	1.132E+06	2.263E-01	1.036E+05
6	1.518E+03	1.746E+04	6.692E+04	2.677E+05	2.601E-01	2.089E+05

TOTAL AREA	= 6.714E+03	1st MOMENT	= 6.455E+05
MOMENT INERTIA	= 3.275E+07	TORSIONAL INERTIA	= 8.984E+10
TOP TO CENTER	= 1.039E+02	STM. TO CENTER	= 9.615E-01

1/3-4

4389

2) 거대 중단면 (거대 중단면 - 위스단면)



- 콘크리트

MM	Ac	Ac x y	Io	Ixx	beta	Jc
2	1.260E+03	2.407E+05	3.402E+04	4.600E+07	2.793E-01	1.140E+05
3	4.500E+02	7.965E+04	3.750E+03	1.410E+07	2.867E-01	1.290E+04
4	2.540E+03	2.756E+05	3.414E+06	3.332E+07	3.003E-01	3.051E+05
5	9.460E+02	3.216E+04	3.816E+04	1.132E+06	2.263E-01	1.036E+05
6	1.518E+03	1.746E+04	6.692E+04	2.677E+05	2.601E-01	2.089E+05

- 강선 과 위스

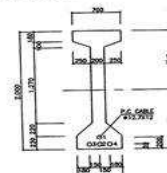
MM	Ash	Ap	Ash x y	Ap x y	Ash x y ²	Ap x y ²
1	-3.421E+01	0.000E+00	-6.842E+02	0.000E+00	-1.368E+04	0.000E+00
2	-3.421E+01	0.000E+00	-2.737E+02	0.000E+00	-2.190E+03	0.000E+00
3	-3.421E+01	0.000E+00	-2.737E+02	0.000E+00	-2.190E+03	0.000E+00
4	-3.421E+01	0.000E+00	-2.737E+02	0.000E+00	-2.190E+03	0.000E+00

TOTAL AREA	= 6.577E+03	1st MOMENT	= 6.440E+05
MOMENT INERTIA	= 3.174E+07	TORSIONAL INERTIA	= 8.984E+10
TOP TO CENTER	= 1.021E+02	STM. TO CENTER	= 9.792E-01

1/3-5

4390

3) P.C 강선 환산 단면 (거대 중단면 - 위스단면 * 환산)



- 콘크리트

MM	Ac	Ac x y	Io	Ixx	beta	Jc
2	1.260E+03	2.407E+05	3.402E+04	4.600E+07	2.793E-01	1.140E+05
3	4.500E+02	7.965E+04	3.750E+03	1.410E+07	2.867E-01	1.290E+04
4	2.540E+03	2.756E+05	3.414E+06	3.332E+07	3.003E-01	3.051E+05
5	9.460E+02	3.216E+04	3.816E+04	1.132E+06	2.263E-01	1.036E+05
6	1.518E+03	1.746E+04	6.692E+04	2.677E+05	2.601E-01	2.089E+05

- 강선 과 위스

MM	Ash	Ap	Ash x y	Ap x y	Ash x y ²	Ap x y ²
1	-3.421E+01	8.864E+01	-6.842E+02	1.773E+03	-1.368E+04	3.546E+04
2	-3.421E+01	8.864E+01	-2.737E+02	7.091E+02	-2.190E+03	5.673E+03
3	-3.421E+01	8.864E+01	-2.737E+02	7.091E+02	-2.190E+03	5.673E+03
4	-3.421E+01	8.864E+01	-2.737E+02	7.091E+02	-2.190E+03	5.673E+03

TOTAL AREA	= 6.932E+03	1st MOMENT	= 6.479E+05
MOMENT INERTIA	= 3.429E+07	TORSIONAL INERTIA	= 8.984E+10
TOP TO CENTER	= 1.065E+02	STM. TO CENTER	= 9.347E-01

1/3-6

4391

구조안전성능 자료 _ 철골교 구조계산서 검토

4) 슬래브 합성 등단면 (내측)

- 콘크리트

NUM	Ac	Ac x y	Io	Ixx	beta	Jo
1	4.831E+03	1.027E+05	2.515E+05	2.184E+08	3.062E-01	9.243E+05
2	1.260E+03	2.407E+05	3.402E+04	4.600E+07	2.793E-01	1.140E+05
3	4.500E+02	7.965E+04	3.750E+03	1.410E+07	2.867E-01	1.290E+04
4	2.540E+03	2.756E+05	3.414E+05	3.332E+07	3.003E-01	3.051E+05
5	9.450E+02	3.216E+04	3.816E+04	1.132E+06	2.263E-01	1.036E+05
6	1.518E+03	1.746E+04	6.692E+04	2.577E+05	2.601E-01	2.089E+05

TOTAL AREA = 1.154E+04 1st MOMENT = 1.672E+06
 MOMENT INERTIA = 7.104E+07 TORSIONAL INERTIA = 2.014E+11
 TOP TO CENTER = 8.017E+01 BTM TO CENTER = 1.448E+02

13-9

4392

5) 슬래브 합성 등단면 (내측)



- 콘크리트

NUM	Ac	Ac x y	Io	Ixx	beta	Jo
1	4.831E+03	1.027E+05	2.515E+05	2.184E+08	3.062E-01	9.243E+05
2	1.260E+03	2.407E+05	3.402E+04	4.600E+07	2.793E-01	1.140E+05
3	4.500E+02	7.965E+04	3.750E+03	1.410E+07	2.867E-01	1.290E+04
4	2.540E+03	2.756E+05	3.414E+05	3.332E+07	3.003E-01	3.051E+05
5	9.450E+02	3.216E+04	3.816E+04	1.132E+06	2.263E-01	1.036E+05
6	1.518E+03	1.746E+04	6.692E+04	2.577E+05	2.601E-01	2.089E+05

- 강선 과 위스

NUM	Ash	Ap	Ash x y	Ap x y	Ash x y ²	Ap x y ²
1	-3.421E+01	8.864E+01	1.711E+02	-4.432E+02	-8.553E+02	2.216E+03
2	-3.421E+01	8.864E+01	5.816E+02	-1.507E+03	-9.887E+03	2.562E+04
3	-3.421E+01	8.864E+01	5.816E+02	-1.507E+03	-9.887E+03	2.562E+04
4	-3.421E+01	8.864E+01	5.816E+02	-1.507E+03	-9.887E+03	2.562E+04

TOTAL AREA = 1.176E+04 1st MOMENT = 1.669E+06
 MOMENT INERTIA = 7.644E+07 TORSIONAL INERTIA = 2.014E+11
 TOP TO CENTER = 8.311E+01 BTM TO CENTER = 1.419E+02

13-10

4393

6) 슬래브 합성 등단면 (외측)

- 콘크리트

NUM	Ac	Ac x y	Io	Ixx	beta	Jo
1	4.501E+03	9.565E+05	2.344E+05	2.035E+08	3.042E-01	8.557E+05
2	1.260E+03	2.407E+05	3.402E+04	4.600E+07	2.793E-01	1.140E+05
3	4.500E+02	7.965E+04	3.750E+03	1.410E+07	2.867E-01	1.290E+04
4	2.540E+03	2.756E+05	3.414E+05	3.332E+07	3.003E-01	3.051E+05
5	9.450E+02	3.216E+04	3.816E+04	1.132E+06	2.263E-01	1.036E+05
6	1.518E+03	1.746E+04	6.692E+04	2.577E+05	2.601E-01	2.089E+05

- 강선 과 위스

NUM	Ash	Ap	Ash x y	Ap x y	Ash x y ²	Ap x y ²
1	-3.421E+01	0.000E+00	1.711E+02	0.000E+00	-8.553E+02	0.000E+00
2	-3.421E+01	0.000E+00	5.816E+02	0.000E+00	-9.887E+03	0.000E+00
3	-3.421E+01	0.000E+00	5.816E+02	0.000E+00	-9.887E+03	0.000E+00
4	-3.421E+01	0.000E+00	5.816E+02	0.000E+00	-9.887E+03	0.000E+00

TOTAL AREA = 1.109E+04 1st MOMENT = 1.604E+06
 MOMENT INERTIA = 6.606E+07 TORSIONAL INERTIA = 1.996E+11
 TOP TO CENTER = 8.022E+01 BTM TO CENTER = 1.448E+02

13-11

4394

7) 슬래브 합성 등단면 (외측)

- 콘크리트

NUM	Ac	Ac x y	Io	Ixx	beta	Jo
1	4.501E+03	9.565E+05	2.344E+05	2.035E+08	3.042E-01	8.557E+05
2	1.260E+03	2.407E+05	3.402E+04	4.600E+07	2.793E-01	1.140E+05
3	4.500E+02	7.965E+04	3.750E+03	1.410E+07	2.867E-01	1.290E+04
4	2.540E+03	2.756E+05	3.414E+05	3.332E+07	3.003E-01	3.051E+05
5	9.450E+02	3.216E+04	3.816E+04	1.132E+06	2.263E-01	1.036E+05
6	1.518E+03	1.746E+04	6.692E+04	2.577E+05	2.601E-01	2.089E+05

- 강선 과 위스

NUM	Ash	Ap	Ash x y	Ap x y	Ash x y ²	Ap x y ²
1	-3.421E+01	8.864E+01	1.711E+02	-4.432E+02	-8.553E+02	2.216E+03
2	-3.421E+01	8.864E+01	5.816E+02	-1.507E+03	-9.887E+03	2.562E+04
3	-3.421E+01	8.864E+01	5.816E+02	-1.507E+03	-9.887E+03	2.562E+04
4	-3.421E+01	8.864E+01	5.816E+02	-1.507E+03	-9.887E+03	2.562E+04

TOTAL AREA = 1.143E+04 1st MOMENT = 1.599E+06
 MOMENT INERTIA = 7.473E+07 TORSIONAL INERTIA = 1.931E+11
 TOP TO CENTER = 8.514E+01 BTM TO CENTER = 1.399E+02

13-12

4395

8) 합침

- 콘크리트

MM	Ac	Ac x y	Io	Ixx	beta	Jo
1	1.023E+04	1.938E+05	5.328E+05	3.677E+08	3.209E-01	2.048E+06
2	5.310E+03	4.699E+05	1.389E+07	5.545E+07	2.977E-01	1.423E+06
TOTAL AREA = 1.554E+04 1st MOMENT = 2.409E+06						
MOMENT INERTIA = 5.005E+07 TORSIONAL INERTIA = 4.188E+11						
TOP TO CENTER = 4.702E+01 STM. TO CENTER = 1.550E+02						

9) 단부

- 콘크리트

MM	Ac	Ac x y	Io	Ixx	beta	Jo
1	1.250E+03	2.407E+05	3.402E+04	4.600E+07	2.792E-01	1.140E+05
2	1.201E+04	1.093E+06	3.316E+07	1.326E+08	2.572E-01	1.345E+07
TOTAL AREA = 1.327E+04 1st MOMENT = 1.334E+06						
MOMENT INERTIA = 4.429E+07 TORSIONAL INERTIA = 1.638E+12						
TOP TO CENTER = 9.951E+01 STM. TO CENTER = 1.005E+02						

/3~/3

4396

4.2) 하중 횡분배 (이방성 판이론)

DISTRIBUTION CURVE FOR BEAM NO. = 1

COEF. FOR I'0 = .8077949
COEF. FOR I'1 = -.0024344
COEF. FOR I'2 = .0000006
COEF. FOR I'3 = .0000000

DISTRIBUTION CURVE FOR BEAM NO. = 2

COEF. FOR I'0 = .9362214
COEF. FOR I'1 = -.0019113
COEF. FOR I'2 = .0000002
COEF. FOR I'3 = .0000000

DISTRIBUTION CURVE FOR BEAM NO. = 3

COEF. FOR I'0 = 1.0469763
COEF. FOR I'1 = -.0013411
COEF. FOR I'2 = -.0000001
COEF. FOR I'3 = .0000000

DISTRIBUTION CURVE FOR BEAM NO. = 4

COEF. FOR I'0 = 1.1223383
COEF. FOR I'1 = -.0006962
COEF. FOR I'2 = -.0000004
COEF. FOR I'3 = .0000000

DISTRIBUTION CURVE FOR BEAM NO. = 5

COEF. FOR I'0 = 1.1469917
COEF. FOR I'1 = .0000000
COEF. FOR I'2 = -.0000005
COEF. FOR I'3 = .0000000

DISTRIBUTION CURVE FOR BEAM NO. = 6

COEF. FOR I'0 = 1.1223383
COEF. FOR I'1 = .0006962
COEF. FOR I'2 = -.0000004
COEF. FOR I'3 = .0000000

DISTRIBUTION CURVE FOR BEAM NO. = 7

COEF. FOR I'0 = 1.0469763
COEF. FOR I'1 = .0013411
COEF. FOR I'2 = -.0000001
COEF. FOR I'3 = .0000000

/3~/4

4397

DISTRIBUTION CURVE FOR BEAM NO. = 8

COEF. FOR I'0 = .9362214
COEF. FOR I'1 = .0019113
COEF. FOR I'2 = .0000002
COEF. FOR I'3 = .0000000

DISTRIBUTION CURVE FOR BEAM NO. = 9

COEF. FOR I'0 = .8077949
COEF. FOR I'1 = .0024344
COEF. FOR I'2 = .0000006
COEF. FOR I'3 = .0000000

4.3 작용하중 계산

a) 주형 자중

- 표준 구간

$$w1 = Ac1 \times y \times c = 6714.000 \times 0.0025 = 16.785 \text{ kg/cm}$$

- 단부

$$w2 = Ac9 \times y \times c = 13272.000 \times 0.0025 = 33.180 \text{ kg/cm}$$

b) 합성면 시하중

- 내측 주형의 힘

$$P1 = (b \times h \times (t - b)) \times 1.1(P0.98) + H1 \times H1 \times h \times 2.2A$$

$$= (30.000 \times 177.000 \times (250.000 - 20.000) \times 1.1 + 30 \times 30 \times 177.000) \times 2 \times 0.0025 = 4195.075 \text{ kg/cm}$$

- 외측 주형의 힘

$$Pe = P1 / 2.0 = 2097.537 \text{ ton}$$

- 설계 보

- 주형 번호 1

$$I F dx (\text{from } x = -975.0 \text{ to } 975.0) = 216.327$$

$$W_{lab} = 216.327 \times 25.000 \times 0.0025 = 13.520 \text{ t/m}$$

- 주형 번호 2

$$I F dx (\text{from } x = -975.0 \text{ to } 975.0) = 216.424$$

$$W_{lab} = 216.424 \times 25.000 \times 0.0025 = 13.527 \text{ t/m}$$

c) 합성주 시하중

- 보장

- 주형 번호 1

$$I F dx (\text{from } x = -925.0 \text{ to } 925.0) = 201.317$$

$$W_{pave} = 201.317 \times .018 \times 0.0025 = 3.704 \text{ t/m}$$

- 주형 번호 2

$$I F dx (\text{from } x = -925.0 \text{ to } 925.0) = 204.039$$

$$W_{pave} = 204.039 \times .018 \times 0.0025 = 3.754 \text{ t/m}$$

/3~/5

4398

* 방호벽, 연식 등

- 좌측 방호벽의 중량 = 10.100 kg

- 우측 방호벽의 중량 = 11.100 kg

- 주형 번호 1

- 좌측 방호벽에 대한 영향선 증가 = .418

- 우측 방호벽에 대한 영향선 증가 = -.118

$$\therefore W_r = .418 \times 10.100 + -.118 \times 11.100 = 2.914$$

- 주형 번호 2

- 좌측 방호벽에 대한 영향선 증가 = .320

- 우측 방호벽에 대한 영향선 증가 = -.072

$$\therefore W_r = .320 \times 10.100 + -.072 \times 11.100 = 2.430$$

d) 활 하중 (D9-24)

각 주형에 분배되는 최대활하중을 영향선으로부터 구한다.

주형 번호 1

1대 제하할 경우

감소계수 = 1.00

좌측 제하의 경우

활하중 위치에 대한 영향선 증가의 총합 = 6.228

우측 제하의 경우

활하중 위치에 대한 영향선 증가의 총합 = -1.531

2대 제하할 경우

감소계수 = 1.00

좌측 제하의 경우

활하중 위치에 대한 영향선 증가의 총합 = 10.093

우측 제하의 경우

활하중 위치에 대한 영향선 증가의 총합 = -1.752

3대 제하할 경우

감소계수 = .90

좌측 제하의 경우

활하중 위치에 대한 영향선 증가의 총합 = 10.790

우측 제하의 경우

활하중 위치에 대한 영향선 증가의 총합 = -.333

4대 제하할 경우

감소계수 = .75

좌측 제하의 경우

활하중 위치에 대한 영향선 증가의 총합 = 9.179

우측 제하의 경우

활하중 위치에 대한 영향선 증가의 총합 = 2.142

5대 제하할 경우

감소계수 = .75

좌측 제하의 경우

활하중 위치에 대한 영향선 증가의 총합 = 8.320

/3~/6

4399

구조안전성능 자료 _ 철곡교 구조계산서 검토

우측 제하의 경우

문하중 위치에 대한 영향선 중거의 총합 = 6.226

적용 차선수 = 3 차선

적용 최대 분배 계수(λ) = 1.199

주 형 번호 2

1대 제하할 경우

감 소 계 수 = 1.00

좌측 제하의 경우

문하중 위치에 대한 영향선 중거의 총합 = 5.018

우측 제하의 경우

문하중 위치에 대한 영향선 중거의 총합 = -7.791

2대 제하할 경우

감 소 계 수 = 1.00

좌측 제하의 경우

문하중 위치에 대한 영향선 중거의 총합 = 8.538

우측 제하의 경우

문하중 위치에 대한 영향선 중거의 총합 = -4.424

3대 제하할 경우

감 소 계 수 = .90

좌측 제하의 경우

문하중 위치에 대한 영향선 중거의 총합 = 9.562

우측 제하의 경우

문하중 위치에 대한 영향선 중거의 총합 = 1.118

4대 제하할 경우

감 소 계 수 = .75

좌측 제하의 경우

문하중 위치에 대한 영향선 중거의 총합 = 8.532

우측 제하의 경우

문하중 위치에 대한 영향선 중거의 총합 = 9.238

5대 제하할 경우

감 소 계 수 = .75

좌측 제하의 경우

문하중 위치에 대한 영향선 중거의 총합 = 8.191

우측 제하의 경우

문하중 위치에 대한 영향선 중거의 총합 = 6.684

적용 차선수 = 3 차선

적용 최대 분배 계수(λ) = 1.062

4.4 단면력의 계산

주 형 번호 1

* 우형자중에 의한 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	27.373	18.317	12.211	6.106	.000
모멘트	.000	81.273	136.795	170.108	181.213

13-7

4400

* 합성전 사하중에 의한 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	24.520	19.602	12.606	5.611	.693
모멘트	.000	80.346	137.965	171.956	183.419

* 합성후 사하중에 의한 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	9.629	7.222	4.815	2.407	.000
모멘트	.000	30.649	52.541	65.676	70.054

* 활하중 (D824)에 의한 단면력

전륜 하중(P_F) = $2400 \times .217 = 2920.984 \text{ kg}$

후륜 하중(P_R) = $9600 \times .217 = 11683.936 \text{ kg}$

- 주형 1에 분배되는 문하중

전륜 하중 = $P_F \times \lambda = 3501.913 \text{ kg}$

후륜 하중 = $P_R \times \lambda = 14007.651 \text{ kg}$

<활하중 제하도 1>에 따른 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	28.485	14.477	.469	-3.033	-3.033
모멘트	.000	52.660	62.246	55.155	44.124

<활하중 제하도 2>에 따른 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	24.545	24.545	10.537	-3.470	-6.972
모멘트	.000	89.282	127.612	122.868	101.446

<활하중 제하도 3>에 따른 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	20.605	20.605	20.605	6.598	-7.410
모멘트	.000	74.952	149.904	173.903	154.828

<활하중 제하도 4>에 따른 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	16.666	16.666	16.666	16.666	2.058
모멘트	.000	60.621	121.243	181.864	191.533

<활하중 제하도 5>에 따른 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	12.726	12.726	12.726	12.726	12.726
모멘트	.000	45.291	92.582	138.873	185.164

* 최 대 단 면 력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	28.485	24.545	20.605	16.666	12.726
모멘트	.000	89.282	149.904	181.864	191.533

주 형 번호 2

* 우형자중에 의한 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	27.373	18.317	12.211	6.106	.000
모멘트	.000	81.273	136.795	170.108	181.213

13-8

4401

* 합성전 사하중에 의한 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	29.376	24.456	15.381	6.305	1.385
모멘트	.000	97.907	167.841	209.602	223.788

* 합성후 사하중에 의한 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	8.998	6.748	4.499	2.249	.000
모멘트	.000	28.638	49.094	61.367	65.458

* 활하중 (D824)에 의한 단면력

전륜 하중(P_F) = $2400 \times .217 = 2920.984 \text{ kg}$

후륜 하중(P_R) = $9600 \times .217 = 11683.936 \text{ kg}$

- 주형 2에 분배되는 문하중

전륜 하중 = $P_F \times \lambda = 3193.510 \text{ kg}$

후륜 하중 = $P_R \times \lambda = 12414.099 \text{ kg}$

<활하중 제하도 1>에 따른 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	25.244	12.830	.416	-2.688	-2.688
모멘트	.000	46.069	55.165	48.880	39.104

<활하중 제하도 2>에 따른 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	21.753	21.753	9.399	-3.076	-6.179
모멘트	.000	79.125	113.094	108.890	89.905

<활하중 제하도 3>에 따른 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	18.261	18.261	18.261	5.847	-5.567
모멘트	.000	66.425	132.850	154.118	137.214

<활하중 제하도 4>에 따른 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	14.770	14.770	14.770	14.770	2.356
모멘트	.000	53.725	107.449	161.174	169.743

<활하중 제하도 5>에 따른 단면력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	11.278	11.278	11.278	11.278	11.278
모멘트	.000	41.025	82.049	123.074	164.098

* 최 대 단 면 력(단위 : ton.a)

절점	1	2	3	4	5
전단력	25.244	21.753	18.261	14.770	11.278
모멘트	.000	79.125	132.850	161.174	169.743

13-9

4402

4.4 단면력 집계표

* 주 형 번호 1

절점	우형자중	합성전	합성후	D824	계
전 단 력					
1	27.373	24.520	9.629	28.485	90.007
2	18.317	19.602	7.222	24.545	69.685
3	12.211	12.606	4.815	20.605	50.237
4	6.106	5.611	2.407	16.666	30.789
5	.000	.693	.000	12.726	13.419
활 모멘트					
1	.000	.000	.000	.000	.000
2	81.273	80.346	30.649	89.282	281.450
3	136.795	137.965	52.541	149.904	476.804
4	170.108	171.956	65.676	181.864	599.604
5	181.213	183.419	70.054	191.533	626.219

* 주 형 번호 2

절점	우형자중	합성전	합성후	D824	계
전 단 력					
1	27.373	29.376	8.998	25.244	90.991
2	18.317	24.456	6.748	21.753	71.273
3	12.211	15.381	4.499	18.261	50.353
4	6.106	6.305	2.249	14.770	29.430
5	.000	1.385	.000	11.278	12.663
활 모멘트					
1	.000	.000	.000	.000	.000
2	81.273	97.907	28.638	79.125	286.943
3	136.795	167.841	49.094	132.850	486.579
4	170.108	209.602	61.367	161.174	602.451
5	181.213	223.788	65.458	169.743	640.202

13-10

4403

4.5 프리스트레스의 계산

1) 주형 번호 1

- 긴장재 # 1

(a) 긴장재의 배치

단부에서 긴장재의 위치 = 50,000 cm

중앙부에서 긴장재의 위치 = 180,000 cm

중앙부 긴장재 중심에서 긴장재의 곡선식

$$y = (-.6142-04) x^2$$

점	1	2	3	4	5
X	.00	363.75	727.50	1091.25	1455.00
Y	50.00	105.88	147.50	171.88	180.00

(b) 곡시 손실량의 계산

- 마찰 손실

$$P_x = P_0 e^{-(\mu x + k \Delta s)}$$

여기서 $P_0 = 151616.000\text{kg}$ (초기긴장력)

$\mu = .250/\text{rad}$ (곡률마찰계수)

$k = .005/\text{m}$ (파상마찰계수)

점	Δs	k	P_x
1	.000	.000	151616.000
2	2.560	368.170	147197.341
3	5.119	734.181	142922.860
4	7.679	1098.747	138782.576
5	10.239	1462.588	134767.098

- 정착장치의 활동

$$\Delta = 6.000 \text{ mm}$$

긴장재와 어스사이 마찰고려한 경우

$$\Delta = k_{ap} / (k_p \times k_b) \text{ 을 이용하여 계산한다.}$$

$$\text{전달 길이} = 1136.719 \text{ cm}$$

점	1	2	3	4	5
P_x	124.95	129.36	133.64	137.78	134.77

- 탄성 단축에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{pe1} = 0.5 E_s / E_{ci} \times \sigma_{ci}$$

여기서 E_s (19강재의 탄성계수) = .210E+06 /cm

E_{ci} (긴장재 도입시 콘크리트 강도) = .251E+06

σ_{ci} : 정착지후 보의 사하중과 긴장력으로 인해

긴장재 중심에서 발생하는 응력(지간 중앙)

$$= 46.271\text{kg/cm}$$

13-14

4404

점	1	2	3	4	5
X	.00	363.75	727.50	1091.25	1455.00
Y	91.40	135.41	166.85	185.71	192.00

(b) 곡시 손실량의 계산

- 마찰 손실

$$P_x = P_0 e^{-(\mu x + k \Delta s)}$$

여기서 $P_0 = 151616.000\text{kg}$ (초기긴장력)

$\mu = .250/\text{rad}$ (곡률마찰계수)

$k = .005/\text{m}$ (파상마찰계수)

점	Δs	k	P_x
1	.000	.000	151616.000
2	1.981	366.403	147592.634
3	3.962	731.509	143665.881
4	5.942	1095.748	139859.142
5	7.923	1459.583	136156.228

- 정착장치의 활동

$$\Delta = 6.000 \text{ mm}$$

긴장재와 어스사이 마찰고려한 경우

$$\Delta = k_{ap} / (k_p \times k_b) \text{ 을 이용하여 계산한다.}$$

$$\text{전달 길이} = 1188.809 \text{ cm}$$

점	1	2	3	4	5
P_x	126.12	130.15	134.07	137.87	136.16

- 탄성 단축에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{pe1} = 0.5 E_s / E_{ci} \times \sigma_{ci}$$

여기서 E_s (19강재의 탄성계수) = .210E+06 /cm

E_{ci} (긴장재 도입시 콘크리트 강도) = .251E+06

σ_{ci} : 정착지후 보의 사하중과 긴장력으로 인해

긴장재 중심에서 발생하는 응력(지간 중앙)

$$= 55.388\text{kg/cm}$$

점	1	2	3	4	5
P_x	123.45	127.45	131.34	135.12	133.41

13-13

4406

점	1	2	3	4	5
P_x	122.73	127.11	131.35	135.46	132.47

c) 장기 손실에 의한 손실

- 콘크리트 건조수축에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{sh} = 0.8 (1190 - H_r) = 364.000\text{kg/cm}^2$$

여기서 H_r (습도) = 70.000

점	1	2	3	4	5
P_x	118.41	122.80	127.04	131.15	128.16

- 콘크리트 크리프에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{cr} = 12 \times \sigma_{ci} - 7 \times \sigma_{eds} = 231.354\text{kg/cm}$$

여기서

σ_{eds} : 1차 사하중에 의해 강재 도심에서 콘크리트 응력

점	1	2	3	4	5
P_x	115.67	120.06	124.30	128.41	125.42

- 긴장재의 밀력제이션에 의한 손실

지밀력제이션 강연선 사용

$$\Delta \sigma_{pe} = 350 - 0.07 \Delta \sigma_{pe1} - 0.1 \Delta \sigma_{pe1} - 0.05 (\Delta \sigma_{sh} + \Delta \sigma_{cr})$$

여기서

$\Delta \sigma_{pe1}$: 마찰손실에 의한 응력 감소량

$\Delta \sigma_{pe1}$: 콘크리트 탄성단축에 의한 손실량

$\Delta \sigma_{sh}$: 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$\Delta \sigma_{cr}$: 콘크리트 크리프에 의한 손실량

점	1	2	3	4	5
P_x	112.11	116.81	121.35	125.75	123.04

- 긴장재 # 2

(a) 긴장재의 배치

단부에서 긴장재의 위치 = 91,400 cm

중앙부에서 긴장재의 위치 = 192,000 cm

중앙부 긴장재 중심에서 긴장재의 곡선식

$$y = (-.4752-04) x^2$$

점	1	2	3	4	5
P_x	112.11	116.81	121.35	125.75	123.04

13-12

4405

c) 장기 손실에 의한 손실

- 콘크리트 건조수축에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{sh} = 0.8 (1190 - H_r) = 364.000\text{kg/cm}^2$$

여기서 H_r (습도) = 70.000

점	1	2	3	4	5
P_x	119.14	123.14	127.03	130.80	129.10

- 콘크리트 크리프에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{cr} = 12 \times \sigma_{ci} - 7 \times \sigma_{eds} = 276.941\text{kg/cm}$$

여기서

σ_{eds} : 1차 사하중에 의해 강재 도심에서 콘크리트 응력

점	1	2	3	4	5
P_x	115.86	119.86	123.75	127.52	125.82

- 긴장재의 밀력제이션에 의한 손실

지밀력제이션 강연선 사용

$$\Delta \sigma_{pe} = 350 - 0.07 \Delta \sigma_{pe1} - 0.1 \Delta \sigma_{pe1} - 0.05 (\Delta \sigma_{sh} + \Delta \sigma_{cr})$$

여기서

$\Delta \sigma_{pe1}$: 마찰손실에 의한 응력 감소량

$\Delta \sigma_{pe1}$: 콘크리트 탄성단축에 의한 손실량

$\Delta \sigma_{sh}$: 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$\Delta \sigma_{cr}$: 콘크리트 크리프에 의한 손실량

점	1	2	3	4	5
P_x	112.36	116.65	120.81	124.85	123.41

- 긴장재 # 3

(a) 긴장재의 배치

단부에서 긴장재의 위치 = 130,000 cm

중앙부에서 긴장재의 위치 = 192,000 cm

중앙부 긴장재 중심에서 긴장재의 곡선식

$$y = (-.2938-04) x^2$$

점	1	2	3	4	5
X	.00	363.75	727.50	1091.25	1455.00
Y	130.00	157.13	176.50	188.13	192.00

13-11

4407

구조안전성능 자료 _ 철근교 구조계산서 검토

(b) 즉시 손실량의 계산

- 마찰 손실

$$P_x = P_0 e^{-(\mu x + \mu_a)}$$

여기서 $P_0 = 151616.000\text{kg}$ (초기긴장력)

$$\mu = .250/\text{rad (곡률마찰계수)}$$

$$\mu_a = .005 / \text{m (파상마찰계수)}$$

점	점	$\Delta\sigma$	ℓ	P_x
1		.000	.000	151616.000
2		1.221	364.760	148085.017
3		2.442	729.026	144639.843
4		3.662	1092.961	141277.150
5		4.883	1456.732	137993.774

- 정착장치의 활동

$$\Delta = 6.000 \text{ mm}$$

긴장재와 위스사이 마찰그러한 경우

$$\Delta = \Delta_{sp} / (\Delta_p \times \Delta_p) \text{ 을 이용하여 계산한다.}$$

$$\text{연달 길이} = 1267.441 \text{ cm}$$

점	점	1	2	3	4	5
P_x		127.76	131.29	134.73	138.10	137.99

- 탄성 단축에 의한 손실

$$\Delta\sigma_{el} = 0.5 E_s / E_c \times \sigma_{cir}$$

여기서 E_s (88강재의 탄성계수) = 210E+07kg/cm

$$E_c$$
 (긴장재 도입시 콘크리트 강도) = 251E+06

$$\sigma_{cir}$$
 : 정착직후 보의 사하중과 긴장력으로 인해

$$\text{긴장재 중심에서 발생하는 응력(지간 중앙)}$$

$$= 56.130\text{kg/cm}$$

점	점	1	2	3	4	5
P_x		125.05	128.56	131.98	135.31	135.21

c) 장기 손실예의한 손실

- 콘크리트 건조수축에 의한 손실

$$\Delta\sigma_{sh} = 0.8 (1190 - H_r) = 354.000\text{kg/cm}^2$$

$$\text{여기서 } H_r \text{ (습도)} = 70.000$$

점	점	1	2	3	4	5
P_x		120.74	124.25	127.67	131.00	130.90

4400

13-25

- 콘크리트 크리프에 의한 손실

$$\Delta\sigma_{cr} = 12 \times \sigma_{cir} - 7 \times \sigma_{ods} = 280.679\text{kg/cm}$$

여기서

$$\sigma_{ods}$$
 : 1차 사하중에 의해 강재 도심에서 콘크리트 응력

점	점	1	2	3	4	5
P_x		117.42	120.92	124.34	127.68	127.59

- 긴장재의 릴렉сей션에 의한 손실

저탄력세이션 강연선 사용

$$\Delta\sigma_{pr} = 350 - 0.07 \Delta\sigma_{el} - 0.1 \Delta\sigma_{sh} - 0.05 (\Delta\sigma_{sh} + \Delta\sigma_{cr})$$

여기서

$$\Delta\sigma_{el}$$
 : 마찰손실에 의한 응력 감소량

$$\Delta\sigma_{sh}$$
 : 콘크리트 탄성단축에 의한 손실량

$$\Delta\sigma_{cr}$$
 : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$$\Delta\sigma_{pr}$$
 : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

점	점	1	2	3	4	5
P_x		113.93	117.68	121.34	124.92	125.04

- 긴장재 # 4

(a) 긴장재의 배치

$$\text{단부에서 긴장재의 위치} = 170.600 \text{ cm}$$

$$\text{중앙부에서 긴장재의 위치} = 152.000 \text{ cm}$$

$$\text{중앙부 긴장재 중심에서 긴장재의 곡선식}$$

$$y = (.101E-04) x^2$$

점	점	1	2	3	4	5
X		.00	363.75	727.50	1091.25	1455.00
Y		176.60	179.96	186.65	190.66	192.00

(b) 즉시 손실량의 계산

- 마찰 손실

$$P_x = P_0 e^{-(\mu x + \mu_a)}$$

여기서 $P_0 = 151616.000\text{kg}$ (초기긴장력)

$$\mu = .250/\text{rad (곡률마찰계수)}$$

$$\mu_a = .005 / \text{m (파상마찰계수)}$$

점	점	1	2	3	4	5
P_x		119.15	122.14	125.05	127.93	129.44

13-26

4409

점	점	$\Delta\sigma$	ℓ	P_x
1		.000	.000	151616.000
2		.421	363.870	148909.045
3		.843	727.682	145662.155
4		1.264	1091.454	142773.983
5		1.685	1455.207	139943.215

- 정착장치의 활동

$$\Delta = 6.000 \text{ mm}$$

긴장재와 위스사이 마찰그러한 경우

$$\Delta = \Delta_{sp} / (\Delta_p \times \Delta_p) \text{ 을 이용하여 계산한다.}$$

$$\text{연달 길이} = 1370.989 \text{ cm}$$

점	점	1	2	3	4	5
P_x		129.58	132.58	135.53	138.42	139.94

- 탄성 단축에 의한 손실

$$\Delta\sigma_{el} = 0.5 E_s / E_c \times \sigma_{cir}$$

여기서 E_s (88강재의 탄성계수) = 210E+07kg/cm

$$E_c$$
 (긴장재 도입시 콘크리트 강도) = 251E+06

$$\sigma_{cir}$$
 : 정착직후 보의 사하중과 긴장력으로 인해

$$\text{긴장재 중심에서 발생하는 응력(지간 중앙)}$$

$$= 56.920\text{kg/cm}$$

점	점	1	2	3	4	5
P_x		126.84	129.82	132.74	135.61	137.12

c) 장기 손실예의한 손실

- 콘크리트 건조수축에 의한 손실

$$\Delta\sigma_{sh} = 0.8 (1190 - H_r) = 364.000\text{kg/cm}^2$$

$$\text{여기서 } H_r \text{ (습도)} = 70.000$$

점	점	1	2	3	4	5
P_x		122.52	125.51	128.43	131.30	132.81

- 콘크리트 크리프에 의한 손실

$$\Delta\sigma_{cr} = 12 \times \sigma_{cir} - 7 \times \sigma_{ods} = 284.648\text{kg/cm}$$

여기서

$$\sigma_{ods}$$
 : 1차 사하중에 의해 강재 도심에서 콘크리트 응력

점	점	1	2	3	4	5
P_x		115.67	118.87	122.00	125.07	126.78

- 긴장재의 릴렉сей션에 의한 손실

저탄력세이션 강연선 사용

$$\Delta\sigma_{pr} = 350 - 0.07 \Delta\sigma_{el} - 0.1 \Delta\sigma_{sh} - 0.05 (\Delta\sigma_{sh} + \Delta\sigma_{cr})$$

여기서

$$\Delta\sigma_{el}$$
 : 마찰손실에 의한 응력 감소량

$$\Delta\sigma_{sh}$$
 : 콘크리트 탄성단축에 의한 손실량

$$\Delta\sigma_{cr}$$
 : 콘크리트 건조수축에 의한 손실량

$$\Delta\sigma_{pr}$$
 : 콘크리트 크리프에 의한 손실량

점	점	1	2	3	4	5
P_x		115.67	118.87	122.00	125.07	126.78

2) 주형 번호 2

- 긴장재 # 1

(a) 긴장재의 배치

$$\text{단부에서 긴장재의 위치} = 50.000 \text{ cm}$$

$$\text{중앙부에서 긴장재의 위치} = 180.000 \text{ cm}$$

$$\text{중앙부 긴장재 중심에서 긴장재의 곡선식}$$

$$y = (.614E-04) x^2$$

점	점	1	2	3	4	5
X		.00	363.75	727.50	1091.25	1455.00
Y		50.00	106.88	147.50	171.88	180.00

(b) 즉시 손실량의 계산

- 마찰 손실

$$P_x = P_0 e^{-(\mu x + \mu_a)}$$

여기서 $P_0 = 151616.000\text{kg}$ (초기긴장력)

$$\mu = .250/\text{rad (곡률마찰계수)}$$

$$\mu_a = .005 / \text{m (파상마찰계수)}$$

점	점	$\Delta\sigma$	ℓ	P_x
1		.000	.000	151616.000
2		2.560	368.170	147597.341
3		5.119	734.181	143022.880
4		7.679	1098.747	138782.576
5		10.239	1462.588	134767.086

13-28

4411

13-27

4410

구조안전성능 자료 _ 철근교 구조계산서 검토

- 정착장치의 활동
 $\Delta = 6,000 \text{ mm}$
 긴장재와 어스사이 마찰계수
 $\Delta = \Delta_{ep} / (\Delta_p \times \Delta_p)$ 을 이용하여 계산한다.
 전달 길이 = 1136,719 cm

점	1	2	3	4	5
Px	124.95	129.36	133.64	137.78	134.77

- 단상 단축에 의한 손실
 $\Delta \sigma_{ep1} = 0.5 E_s / E_{cl} \times \sigma_{cl}$
 여기서 E_s (P8강재의 탄성계수) = 210E+07kg/cm
 E_{cl} (긴장력 도입시 콘크리트 강도) = 251E+06
 σ_{cl} : 정착직후 보의 사하중과 긴장력으로 인해
 긴장재 중심에서 발생하는 응력(시간 중량)
 = 65,273kg/cm

점	1	2	3	4	5
Px	122.73	127.11	131.35	135.46	132.47

c) 장기 손실예의한 손실
 - 콘크리트 건조수축에 의한 손실
 $\Delta \sigma_{sh} = 0.8 (1190 - H_r) = 364,000\text{kg/cm}^2$
 여기서 H_r (습도) = 70,000

점	1	2	3	4	5
Px	119.41	122.80	127.04	131.15	128.16

- 콘크리트 크리프에 의한 손실
 $\Delta \sigma_{cp} = 12 \times \sigma_{cl} - 7 \times \sigma_{sh} = 231,354\text{kg/cm}$
 여기서
 σ_{sh} : 1차 사하중에 의해 강제 도설에서 콘크리트 응력

점	1	2	3	4	5
Px	115.67	120.06	124.30	128.41	125.42

/3-29

4412

- 긴장재의 열팽창에 의한 손실
 지열팽창계수 감응선 사용
 $\Delta \sigma_{pt} = 350 - 0.07 \Delta \sigma_{ep} - 0.1 \Delta \sigma_{ep1} - 0.05 (\Delta \sigma_{sh} + \Delta \sigma_{cp})$
 여기서
 $\Delta \sigma_{pt}$: 마찰손실에 의한 응력 감소량
 $\Delta \sigma_{ep1}$: 콘크리트 탄상단축에 의한 손실량
 $\Delta \sigma_{sh}$: 콘크리트 건조수축에 의한 손실량
 $\Delta \sigma_{cp}$: 콘크리트 크리프에 의한 손실량

점	1	2	3	4	5
Px	112.11	116.81	121.35	125.75	123.04

- 긴장재 #2
 (a) 긴장재의 배치
 단부에서 긴장재의 위치 = 91,400 cm
 중앙부에서 긴장재의 위치 = 192,000 cm
 중앙부 긴장재 중심에서 긴장재의 곡선식
 $y = (-.475E-04) x^2$

점	1	2	3	4	5
X	.00	363.75	727.50	1091.25	1455.00
Y	91.40	125.41	166.85	185.71	192.00

(b) 즉시 손실량의 계산
 - 마찰 손실
 $P_x = P_0 e^{-(\mu x + \mu_e)}$
 여기서 $P_0 = 151515,000\text{kg}$ (초기긴장력)
 $\mu = .250/\text{rad}$ (곡률마찰계수)
 $\mu_e = .005 / \text{m}$ (파상마찰계수)

점	$\Delta \sigma$	Δ	Px
1	.000	.000	151515,000
2	1,981	366.403	147582,534
3	3,962	731.509	143669,881
4	5,942	1095.748	139859,142
5	7,923	1459.552	136156,228

- 정착장치의 활동
 $\Delta = 6,000 \text{ mm}$
 긴장재와 어스사이 마찰계수
 $\Delta = \Delta_{ep} / (\Delta_p \times \Delta_p)$ 을 이용하여 계산한다.
 전달 길이 = 1188,809 cm

/3-30

4413

점	1	2	3	4	5
Px	126.12	130.15	134.07	137.87	136.16

- 단상 단축에 의한 손실
 $\Delta \sigma_{ep1} = 0.5 E_s / E_{cl} \times \sigma_{cl}$
 여기서 E_s (P8강재의 탄성계수) = 210E+07kg/cm
 E_{cl} (긴장력 도입시 콘크리트 강도) = 251E+06
 σ_{cl} : 정착직후 보의 사하중과 긴장력으로 인해
 긴장재 중심에서 발생하는 응력(시간 중량)
 = 55,388kg/cm

점	1	2	3	4	5
Px	123.45	127.45	131.34	135.12	133.41

c) 장기 손실예의한 손실
 - 콘크리트 건조수축에 의한 손실
 $\Delta \sigma_{sh} = 0.8 (1190 - H_r) = 364,000\text{kg/cm}^2$
 여기서 H_r (습도) = 70,000

점	1	2	3	4	5
Px	119.14	123.14	127.03	130.80	129.10

- 콘크리트 크리프에 의한 손실
 $\Delta \sigma_{cp} = 12 \times \sigma_{cl} - 7 \times \sigma_{sh} = 276,941\text{kg/cm}$
 여기서
 σ_{sh} : 1차 사하중에 의해 강제 도설에서 콘크리트 응력

점	1	2	3	4	5
Px	115.86	119.86	123.75	127.52	125.82

- 긴장재의 열팽창에 의한 손실
 지열팽창계수 감응선 사용
 $\Delta \sigma_{pt} = 350 - 0.07 \Delta \sigma_{ep} - 0.1 \Delta \sigma_{ep1} - 0.05 (\Delta \sigma_{sh} + \Delta \sigma_{cp})$
 여기서
 $\Delta \sigma_{pt}$: 마찰손실에 의한 응력 감소량
 $\Delta \sigma_{ep1}$: 콘크리트 탄상단축에 의한 손실량
 $\Delta \sigma_{sh}$: 콘크리트 건조수축에 의한 손실량
 $\Delta \sigma_{cp}$: 콘크리트 크리프에 의한 손실량

/3-31

4414

점	1	2	3	4	5
Px	112.36	116.65	120.81	124.85	123.41

- 긴장재 #3
 (a) 긴장재의 배치
 단부에서 긴장재의 위치 = 130,000 cm
 중앙부에서 긴장재의 위치 = 192,000 cm
 중앙부 긴장재 중심에서 긴장재의 곡선식
 $y = (-.293E-04) x^2$

점	1	2	3	4	5
X	.00	363.75	727.50	1091.25	1455.00
Y	130.00	157.13	176.50	188.13	192.00

(b) 즉시 손실량의 계산
 - 마찰 손실
 $P_x = P_0 e^{-(\mu x + \mu_e)}$
 여기서 $P_0 = 151515,000\text{kg}$ (초기긴장력)
 $\mu = .250/\text{rad}$ (곡률마찰계수)
 $\mu_e = .005 / \text{m}$ (파상마찰계수)

점	$\Delta \sigma$	Δ	Px
1	.000	.000	151515,000
2	1,321	364.760	148085,017
3	2,642	729.026	144639,843
4	3,963	1092.961	141277,150
5	4,883	1456.732	137993,774

- 정착장치의 활동
 $\Delta = 6,000 \text{ mm}$
 긴장재와 어스사이 마찰계수
 $\Delta = \Delta_{ep} / (\Delta_p \times \Delta_p)$ 을 이용하여 계산한다.
 전달 길이 = 1297,441 cm

점	1	2	3	4	5
Px	127.76	131.29	134.73	138.10	137.99

/3-32

4415

구조안전성능 자료 _ 철골교 구조계산서 검토

- 한성 단축에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{pel} = 0.5 E_s / E_{ci} \times \sigma_{cir}$$

여기서 E_s (강재의 탄성계수) = 210E+07kg/cm²
 E_{ci} (콘크리트 탄성계수) = 251E+06
 σ_{cir} : 정착직후 보의 사하중과 긴장력으로 인해
 긴장재 중심에서 발생하는 응력(지간 중앙)
 = 56,136kg/cm²

점	1	2	3	4	5
Px	125.05	128.56	131.98	135.31	135.21

c) 장기 손실예의한 손실

- 콘크리트 건조수축에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{psh} = 0.8 (1190 - H_r) = 364,000kg/cm^2$$

여기서 H_r (습도) = 70,000

점	1	2	3	4	5
Px	120.74	124.25	127.67	131.00	130.90

- 콘크리트 크리프에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{pcr} = 12 \times \sigma_{cir} - 7 \times \sigma_{shs} = 280,679kg/cm^2$$

여기서 σ_{shs} : 1차 사하중에 의해 강제 도실에서 콘크리트 응력

점	1	2	3	4	5
Px	117.42	120.92	124.34	127.68	127.58

- 긴장재의 일률세이전에 의한 손실

저일률세이전 강연선 사용

$$\Delta \sigma_{pe} = 350 - 0.07 \Delta \sigma_{pe} - 0.1 \Delta \sigma_{pel} - 0.05 (\Delta \sigma_{psh} + \Delta \sigma_{pcr})$$

여기서

$\Delta \sigma_{pe}$: 마찰손실에 의한 응력 감소량
 $\Delta \sigma_{pel}$: 콘크리트 탄성단축에 의한 손실량
 $\Delta \sigma_{psh}$: 콘크리트 건조수축에 의한 손실량
 $\Delta \sigma_{pcr}$: 콘크리트 크리프에 의한 손실량

점	1	2	3	4	5
Px	113.93	117.68	121.34	124.92	125.04

/3-33

4410

- 긴장재 # 4

(a) 긴장재의 배치

단부에서 긴장재의 위치 = 170,600 cm
 중앙부에서 긴장재의 위치 = 192,000 cm
 중앙부 긴장재 중심에서 긴장재의 곡선식
 $y = (\cdot 101E-04) x^2$

점	1	2	3	4	5
X	.00	363.75	727.50	1091.25	1455.00
Y	170.60	179.96	186.65	190.66	192.00

(b) 곡선 손실량의 계산

- 마찰 손실

$$P_x = P_0 e^{-(\mu \sum x + \mu \sum \theta)}$$

여기서 $P_0 = 151616,000kg$ (초기긴장력)
 $\mu = \cdot 250/rad$ (곡률마찰계수)
 $\theta = \cdot 005 / m$ (파장마찰계수)

점	1	2	3	4	5
$\Delta \sigma$	$\Delta \sigma$	$\Delta \sigma$	$\Delta \sigma$	$\Delta \sigma$	$\Delta \sigma$
1	.000	.000	151616,000		
2	.421	363,870	148659,045		
3	.843	727,682	145662,155		
4	1.264	1091,454	142773,983		
5	1.685	1455,207	139943,215		

- 정착장치의 활동

$$\Delta = 6,000 mm$$

긴장재와 위스사이 마찰고려한 경우

$$\Delta = \Delta_{sp} / (\Delta_p \times \Delta_r)$$

전달 길이 = 1370,989 cm

점	1	2	3	4	5
Px	129.58	132.58	135.53	138.42	139.94

- 한성 단축에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{pel} = 0.5 E_s / E_{ci} \times \sigma_{cir}$$

여기서 E_s (강재의 탄성계수) = 210E+07kg/cm²
 E_{ci} (콘크리트 탄성계수) = 251E+06
 σ_{cir} : 정착직후 보의 사하중과 긴장력으로 인해
 긴장재 중심에서 발생하는 응력(지간 중앙)
 = 56,929kg/cm²

/3-34

4417

점	1	2	3	4	5
Px	136.84	129.82	132.74	135.61	137.12

c) 장기 손실예의한 손실

- 콘크리트 건조수축에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{psh} = 0.8 (1190 - H_r) = 364,000kg/cm^2$$

여기서 H_r (습도) = 70,000

점	1	2	3	4	5
Px	122.52	125.51	128.43	131.30	132.81

- 콘크리트 크리프에 의한 손실

$$\Delta \sigma_{pcr} = 12 \times \sigma_{cir} - 7 \times \sigma_{shs} = 284,644kg/cm^2$$

여기서 σ_{shs} : 1차 사하중에 의해 강제 도실에서 콘크리트 응력

점	1	2	3	4	5
Px	119.15	122.14	125.06	127.93	128.44

- 긴장재의 일률세이전에 의한 손실

저일률세이전 강연선 사용

$$\Delta \sigma_{pe} = 350 - 0.07 \Delta \sigma_{pe} - 0.1 \Delta \sigma_{pel} - 0.05 (\Delta \sigma_{psh} + \Delta \sigma_{pcr})$$

여기서

$\Delta \sigma_{pe}$: 마찰손실에 의한 응력 감소량
 $\Delta \sigma_{pel}$: 콘크리트 탄성단축에 의한 손실량
 $\Delta \sigma_{psh}$: 콘크리트 건조수축에 의한 손실량
 $\Delta \sigma_{pcr}$: 콘크리트 크리프에 의한 손실량

점	1	2	3	4	5
Px	115.67	118.87	122.00	125.07	126.78

/3-35

4416

4.6 2차 응력 계산

- 주형 번호 1

본 교량의 공사진행기간을 다음과 같이 가정한다.

※ 전 사하중 작용시 : t = 90일 이내

도 시 P500 ~ P501 참조

점	1	2	3	4	5
슬래브 상면응력	5,066	-2,209	-7,780	-11,423	-12,499
슬래브 하면응력	8,418	3,515	-204	-2,583	-3,358
주형 상면응력	-18,942	-1,643	11,557	20,115	22,743
주형 하면응력	6,578	.489	-4,194	-7,218	-8,144

- 건조 수축

점	1	2	3	4	5
슬래브 상면응력	-.758	-.758	-.758	-.758	-.758
슬래브 하면응력	-1,156	-1,156	-1,156	-1,156	-1,156
주형 상면응력	2,692	2,692	2,692	2,692	2,692
주형 하면응력	-.936	-.936	-.936	-.936	-.936

- 주형 번호 2

본 교량의 공사진행기간을 다음과 같이 가정한다.

※ 전 사하중 작용시 : t = 90일 이내

도 시 P500 ~ P501 참조

점	1	2	3	4	5
슬래브 상면응력	5,066	-2,209	-7,780	-11,423	-12,499
슬래브 하면응력	8,418	3,515	-204	-2,583	-3,358
주형 상면응력	-18,942	-1,643	11,557	20,115	22,743
주형 하면응력	6,578	.489	-4,194	-7,218	-8,144

- 건조 수축

점	1	2	3	4	5
슬래브 상면응력	-.758	-.758	-.758	-.758	-.758
슬래브 하면응력	-1,156	-1,156	-1,156	-1,156	-1,156
주형 상면응력	2,692	2,692	2,692	2,692	2,692
주형 하면응력	-.936	-.936	-.936	-.936	-.936

/3-36

4419

구조안전성능 자료 _ 철골교 구조계산서 검토

5. 용역 검토

5.1 프리스트레스트 도입 직후

주형자중에 의한 용역 계산에는 거더 순단면, 그리고 프리스트레에 의한 용역계산에는 거더 횡단면만을 사용한다.

- 주형 번호 1

구분	축력	모멘트	주형상면용역	주형하면용역
주형자중	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
프리스트레	4.981E+05	2.256E+06	6.484E+01	7.800E+01
계			6.484E+01	7.800E+01

- 점검 # 2

구분	축력	모멘트	주형상면용역	주형하면용역
주형자중	0.000E+00	8.127E+06	2.614E+01	-2.508E+01
프리스트레	5.129E+05	1.979E+07	1.260E+01	1.279E+02
계			3.874E+01	1.028E+02

- 점검 # 3

구분	축력	모멘트	주형상면용역	주형하면용역
주형자중	0.000E+00	1.368E+07	4.400E+01	-4.221E+01
프리스트레	5.274E+05	3.317E+07	-2.698E+01	1.665E+02
계			1.702E+01	1.243E+02

- 점검 # 4

구분	축력	모멘트	주형상면용역	주형하면용역
주형자중	0.000E+00	1.701E+07	5.472E+01	-5.248E+01
프리스트레	5.415E+05	4.200E+07	-5.238E+01	1.926E+02
계			2.341E+00	1.401E+02

- 점검 # 5

구분	축력	모멘트	주형상면용역	주형하면용역
주형자중	0.000E+00	1.812E+07	5.829E+01	-5.591E+01
프리스트레	5.382E+05	4.441E+07	-6.034E+01	1.987E+02
계			-2.052E+00	1.428E+02

- 주형 번호 2

구분	축력	모멘트	주형상면용역	주형하면용역
주형자중	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
프리스트레	4.981E+05	2.256E+06	6.484E+01	7.800E+01
계			6.484E+01	7.800E+01

- 점검 # 2

구분	축력	모멘트	주형상면용역	주형하면용역
주형자중	0.000E+00	8.127E+06	2.614E+01	-2.508E+01
프리스트레	5.129E+05	1.979E+07	1.260E+01	1.279E+02
계			3.874E+01	1.028E+02

13-37

4430

점검 # 3

구분	축력	모멘트	주형상면용역	주형하면용역
주형자중	0.000E+00	1.368E+07	4.400E+01	-4.221E+01
프리스트레	5.274E+05	3.317E+07	-2.698E+01	1.665E+02
계			1.702E+01	1.243E+02

점검 # 4

구분	축력	모멘트	주형상면용역	주형하면용역
주형자중	0.000E+00	1.701E+07	5.472E+01	-5.248E+01
프리스트레	5.415E+05	4.200E+07	-5.238E+01	1.926E+02
계			2.341E+00	1.401E+02

점검 # 5

구분	축력	모멘트	주형상면용역	주형하면용역
주형자중	0.000E+00	1.812E+07	5.829E+01	-5.591E+01
프리스트레	5.382E+05	4.441E+07	-6.034E+01	1.987E+02
계			-2.052E+00	1.428E+02

5.2 설계하중 적용시

합성주 사하중 및 활하중에 의한 용역계산에는 슬래브 횡단면

을 사용한다.

- 주형 번호 1

구분	축력	모멘트	슬래브 용역	주형 용역
			상면	하면
주형자중	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
합성주사하중	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
합성주사하중	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
활하중	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
프리스트레	4.541E+05	2.048E+06	0.000E+00	5.914E+01
2차 용역			4.308E+00	7.261E+00
계			4.308E+00	4.299E+01

- 점검 # 2

구분	축력	모멘트	슬래브 용역	주형 용역
			상면	하면
주형자중	0.000E+00	8.127E+06	0.000E+00	2.614E+01
합성주사하중	0.000E+00	8.025E+05	0.000E+00	2.493E+01
합성주사하중	0.000E+00	3.065E+05	2.467E+01	4.441E+00
활하중	0.000E+00	8.928E+05	7.185E+00	4.199E+00
프리스트레	4.700E+05	1.809E+07	0.000E+00	1.159E+01
2차 용역			-2.967E+00	2.359E+00
계			6.685E+00	7.998E+00

13-38

4431

- 점검 # 3

구분	축력	모멘트	슬래브 용역	주형 용역
			상면	하면
주형자중	0.000E+00	1.368E+07	0.000E+00	4.400E+01
합성주사하중	0.000E+00	1.376E+07	0.000E+00	4.274E+01
합성주사하중	0.000E+00	5.254E+06	4.228E+00	2.471E+00
활하중	0.000E+00	1.499E+07	1.206E+01	7.049E+00
프리스트레	4.855E+05	3.052E+07	0.000E+00	2.480E+01
2차 용역			-8.538E+00	1.361E+01
계			7.755E+00	8.159E+01

- 점검 # 4

구분	축력	모멘트	슬래브 용역	주형 용역
			상면	하면
주형자중	0.000E+00	1.701E+07	0.000E+00	5.472E+01
합성주사하중	0.000E+00	1.708E+07	0.000E+00	5.343E+01
합성주사하중	0.000E+00	6.568E+05	5.282E+00	3.088E+00
활하중	0.000E+00	1.819E+07	1.464E+01	8.552E+00
프리스트레	5.002E+05	3.882E+07	0.000E+00	4.839E+01
2차 용역			-1.218E+01	3.742E+00
계			7.741E+00	9.426E+01

- 점검 # 5

구분	축력	모멘트	슬래브 용역	주형 용역
			상면	하면
주형자중	0.000E+00	1.812E+07	0.000E+00	5.829E+01
합성주사하중	0.000E+00	1.834E+07	0.000E+00	5.699E+01
합성주사하중	0.000E+00	7.002E+05	5.638E+00	3.294E+00
활하중	0.000E+00	1.915E+07	1.541E+01	9.077E+00
프리스트레	4.983E+05	4.111E+07	0.000E+00	5.955E+01
2차 용역			-1.326E+01	4.515E+00
계			7.798E+00	7.768E+01

- 주형 번호 2

구분	축력	모멘트	슬래브 용역	주형 용역
			상면	하면
주형자중	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
합성주사하중	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
합성주사하중	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
활하중	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00	0.000E+00
프리스트레	4.541E+05	2.048E+06	0.000E+00	5.914E+01
2차 용역			4.308E+00	7.261E+00
계			4.308E+00	4.299E+01

13-39

4432

- 점검 # 2

구분	축력	모멘트	슬래브 용역	주형 용역
			상면	하면
주형자중	0.000E+00	8.127E+06	0.000E+00	2.614E+01
합성주사하중	0.000E+00	9.791E+06	0.000E+00	3.042E+01
합성주사하중	0.000E+00	2.864E+06	2.177E+00	1.240E+00
활하중	0.000E+00	7.912E+06	6.015E+00	3.427E+00
프리스트레	4.700E+05	1.809E+07	0.000E+00	1.159E+01
2차 용역			-2.967E+00	2.359E+00
계			5.229E+00	7.025E+01

- 점검 # 3

구분	축력	모멘트	슬래브 용역	주형 용역
			상면	하면
주형자중	0.000E+00	1.368E+07	0.000E+00	4.400E+01
합성주사하중	0.000E+00	1.678E+07	0.000E+00	5.215E+01
합성주사하중	0.000E+00	4.909E+05	3.732E+00	2.126E+00
활하중	0.000E+00	1.328E+07	1.010E+01	5.754E+00
프리스트레	4.855E+05	3.052E+07	0.000E+00	2.480E+01
2차 용역			-8.538E+00	1.361E+01
계			5.294E+00	6.520E+01

- 점검 # 4

구분	축력	모멘트	슬래브 용역	주형 용역
			상면	하면
주형자중	0.000E+00	1.701E+07	0.000E+00	5.472E+01
합성주사하중	0.000E+00	2.098E+07	0.000E+00	6.518E+01
합성주사하중	0.000E+00	6.137E+06	4.662E+00	2.658E+00
활하중	0.000E+00	1.612E+07	1.225E+01	6.981E+00
프리스트레	5.002E+05	3.882E+07	0.000E+00	4.839E+01
2차 용역			-1.218E+01	3.742E+00
계			4.737E+00	5.900E+01

- 점검 # 5

구분	축력	모멘트	슬래브 용역	주형 용역
			상면	하면
주형자중	0.000E+00	1.812E+07	0.000E+00	5.829E+01
합성주사하중	0.000E+00	2.238E+07	0.000E+00	6.932E+01
합성주사하중	0.000E+00	6.546E+06	4.979E+00	2.835E+00
활하중	0.000E+00	1.697E+07	1.290E+01	7.352E+00
프리스트레	4.983E+05	4.111E+07	0.000E+00	5.955E+01
2차 용역			-1.326E+01	4.515E+00
계			4.624E+00	5.673E+01

13-40

4433

6. 국한 휨강도 검토

- 결 점 # = 5
(1) 국한 휨강도 검토 (변형률 취합조건)
중립축의 위치 (솔레브로 부터) $y_c = 17,630 \text{ cm}$
긴장재 도심의 위치 (ep) $= 214,000 \text{ cm}$
콘크리트의 압축변형률 $= 0.003$
긴장재 도심에서의 변형률(ϵ_p) $= 0.026 \text{ cm}$
긴장력 ($P = A_p \times E_p \times \epsilon_p < \epsilon_{pu}$) $= 9,002E+05 \text{ Kg}$
합성 단면의 휨강도 ($\phi = 0.85$)
 $\phi M_n = \phi \times P \times (e_p - h_h/2.0) = 1,569E+06 \text{ Kg.cm}$
국한 휨강도
 $M_u = 1.3 \times M_1 + 2.15 \times M_2 = 9,769E+07 \text{ Kg.cm}$

(2) 전단 설계

보의 자중 (V_{do}) : $2,737E+04 \text{ Kg}$
솔레브 및 형상 (V_{sl}) : $2,452E+04 \text{ Kg}$
포장 현드레일 (V_{sd}) : $9,629E+03 \text{ Kg}$
활하중 (V_L) : $2,945E+04 \text{ Kg}$
국한 전단력(V_u) $= 1.3 (V_{do} + V_{sl} + V_{sd}) + 2.15 V_L = 1,412E+06 \text{ Kg}$
국한 모멘트(M_u) $= 9,769E+07 \text{ Kg.cm}$
AXIAL (P) $= 4,062E+05 \text{ Kg}$ MOMENT (M) $= 4,243E+07 \text{ Kg.cm}$
ASDA(ac) $= 6,714E+00 \text{ cm}^2$ INERTIA(Ic) $= 3,275E+07 \text{ cm}^4$
Yb $= 1,039E+02 \text{ cm}$ Yd $= 9,615E+01 \text{ cm}$
ep $= 9,515E+01 \text{ cm}$
긴장재 유효 높이(d) $= \text{MIN}(214,00 - 0.8 \times 200,00) = 160,00 \text{ cm}$
 $\sigma_d = M_{do} \times Y_b / I_c = 53,195 \text{ Kg/cm}^2$
 $\sigma_{be} = P/A_c + M \times Y_b / I_c = 196,752 \text{ Kg/cm}^2$
 $M_{cr} = I_c / Y_b (1.6 \sqrt{f_{ck}} + \sigma_{be} - \sigma_d) = 5,978E+07 \text{ Kg/cm}^2$
단면의 공칭 전단 강도
 $V_1 = 1.3 (V_{sl} + V_{sd}) + 2.15 V_{do} = 1,056E+05 \text{ Kg}$
 $M_{max} = 1.2 (M_1 + M_2) + 2.15 M_L = 7,413E+07 \text{ Kg}$
 $V_{ci} = 0.16 \sqrt{f_{ck}} b_o d + V_{ci} M_{cr} / M_{max} = 1,221E+05 \text{ Kg}$
긴장력의 수직분력(V_p) $= P \times \sin(\alpha) = 0,000E+00 \text{ Kg}$
 $V_{cw} = (0.9 \sqrt{f_{ck}} + 0.3 \sigma_{pc}) b_o d + V_p = 1,269E+05 \text{ Kg}$
 $V_c = \text{MIN}(V_{ci}, V_{cw}) = 1,221E+05 \text{ Kg}$

스터립 설계 ($\phi = 0.8$)

$\phi V_c = 9,771E+04 \text{ Kg}$
 $\phi V_s = V_u - \phi V_c = 4,351E+04 \text{ Kg}$
USC 2 - D16 ($A_v = 3,972 \text{ cm}^2$)
스터립 간격 제한
 $s_1 = A_v \sigma_y d / V_s = 35,057 \text{ cm}$
 $s_2 = A_v \sigma_y / (3.5 b_o) = 170,229 \text{ cm}$
 $s_3 = A_v \sigma_y / (A_p \times \sigma_y / \sigma_{pu} \times d \sqrt{d/b_o}) = 219,681 \text{ cm}$
 $s_4 = 0.75 \times H = 150,000 \text{ cm}$
 $s_5 = 60.0 \text{ cm}$
USC STIRRUP SPACE (s) = 20,000 cm

4434

/3-94

/3-94

4425

방호벽(방음벽) 단면검토 (철근교)

1) 충돌하중 (CO)

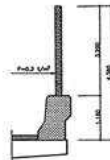
$$H = \left(\frac{V}{60} \right)^2 \times 0.75 + 0.25$$

H(수평력) : kg/m

V(설계속도) : 100 km/hr

$$H = \left(\frac{100}{60} \right)^2 \times 0.75 + 0.25 = 2.333 \text{ t/m}$$

$$M = 2.333 \times 1.00 = 2.333 \text{ t.m/m}$$



2) 방호벽에 작용하는 풍하중 (W)

$$P = 0.3 \text{ t/m}^2$$

$$M = 0.3 \times 4.38 \times 4.38 \times \frac{1}{2} = 2.878 \text{ t.m}$$

3) 하중조합 (도·서 P79)

CASE 1 : 1.3 × CO

$$1.3 \times 2.333 = 3.033 \text{ t.m}$$

CASE 2 : 1.2 × W + 1.2 × CO

$$1.2 \times 2.878 + 1.2 \times 2.333 = 6.253 \text{ t.m}$$

4) 단면검토

CASE 2에 대하여 검토한다.

철근량 산정 및 단면검토

철근량 산정 및 단면검토

<< Input Data >>
CONC 설계기준강도 $f_{ck} = 240,000 \text{ kg/cm}^2$ 철근 항복강도 $\sigma_y = 300,000 \text{ kg/cm}^2$
국한모멘트 $M_u = 6,253 \text{ t.m}$ 강도감소계수(휨) $\phi_f = 0.8500$
국한전단력 $V_u = 0,000 \text{ t}$ 강도감소계수(전단) $\phi_s = 0.7500$
국한축하중 $N_u = 0,000 \text{ t}$ 강도감소계수(축력) $\phi_c = 0.6500$
단면 폭 $b = 100,000 \text{ cm}$ 편심 거리 $e = 0,000 \text{ cm}$
단면 높이 $d = 39,000 \text{ cm}$ CONC 설계(압축부) $d' = 8,000 \text{ cm}$

<< Results >>

1) 중립축 위치 결정 (평형단면)

$$\kappa \leq \frac{0.003}{\sigma_c} \quad \therefore d = \frac{0.003 \times 300,000}{240,000} \times 39,00 = 26.17 \text{ cm}$$

$$x_b = \frac{e + \sigma_y / \phi_s}{\sigma_c + \sigma_y / \phi_s} \times d = \frac{0.003 \times 300,000 / 0.75 + 26.17}{0.003 + 300,000 / 240,000} \times 39,00 = 26.17 \text{ cm}$$

$$x_{max} = 0.75 \times x_b$$

$$x \text{ 가령 } (0.75 x_{max} \leq x \leq x_{max})$$

$$x = 0.500 \times x_b = 0.500 \times 26.17 = 13.09 \text{ cm}$$

2) 압축철근 사용여부 결정

표 κ_c 결정

$$\sigma_{ck} \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \kappa_c = 0.85$$

$$280 \leq \sigma_{ck} \leq 560 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \kappa_c = 0.85 - 0.85 \times (\sigma_{ck} - 280) / 280$$

$$\sigma_{ck} \geq 560 \text{ kg/cm}^2 \quad \therefore \kappa_c = 0.65$$

$$\therefore \kappa_c = 0.85$$

$$a = \kappa_c \times x = 0.85 \times 13.09 = 11.12 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 \sigma_{ck} \times b \times a = 0.85 \times 240,000 \times 100,00 \times 11.12 = 226,903 \text{ t}$$

$$M_{uc} = C_c \times (d - a/2) = 226,903.0 \times (39,00 - 11.12/2) = 75,873 \text{ t.cm}$$

$$M_u / \phi = 6,253 / 0.85 = 7,356 \text{ t.cm} < M_{uc}$$

$$\therefore \text{압축 철근 불필요}$$

3) 철근량 산정

평형 평형조건 >>> CONC 압축력 (C_c) = 철근 인장력 (T)

$$C_c = 0.85 \sigma_{ck} \times b \times a$$

$$= 0.85 \times 240,000 \times 100,00 \times x$$

$$T = A_s \times \sigma_y = A_s \times 300,000$$

$$\therefore a = A_s \times \sigma_y / (0.85 \sigma_{ck} \times b)$$

$$= A_s \times 300,000 / (0.85 \times 240,000 \times 100,00) \quad \dots \dots (1)$$

국한 모멘트 (M_u)

$$M_u = C_c \times z = T \times z = A_s \times \sigma_y \times (d - a/2)$$

$$= A_s \times 300,000 \times (39,00 - a/2) \quad \dots \dots (2)$$

(1)과 (2) 연립

$$\therefore \text{Req'd } A_s = 6.36 \text{ cm}^2 \quad a = 0.94 \text{ cm}$$

4) 사용 철근량

$$\text{Use } A_s \text{ D16 } \times 5,000 = 9,930 \text{ cm}^2$$

5) 철근비 검토

$$A_{st} = 9,930 \text{ cm}^2 > \text{Req'd } A_{st} \times (1 + \delta_s) = 8,485 \text{ cm}^2$$

/3-93

4430

/3-94

4427

4) 지형적 검토
 수위상 상태 (단철근 사용)
 평균 단면적 $T = A_s \cdot \sigma_y = 9.93 \times 3000.0 = 29,790 \text{ t}$
 증가지상자형높이 $a = T / (0.85 \sigma_{ck} \cdot b)$
 $= 29790.0 / (0.85 \times 240.0 \times 100.00) = 1.46 \text{ cm}$
 중립축까지 거리 $c = a / \kappa_1 = 1.46 / 0.85 = 1.72 \text{ cm}$
 콘크리트 압축력 $C_c = 0.85 \sigma_{ck} \cdot b \cdot a$
 $= 0.85 \times 240.0 \times 100.00 \times 1.46 = 29,790 \text{ t}$
 공칭 MOMENT $M_n = A_s \cdot \sigma_y \cdot (d - a/2)$
 $= 9.93 \times 3000.0 \times (39.00 - 1.46/2)$
 $= 11,481 \text{ t} \cdot \text{m}$
 강도 검토 $C_c = 29,790 \text{ t}$ $T = 29,790 \text{ t}$
 $\phi M_n = 9,691 \text{ t} \cdot \text{m} > M_u = 6,253 \text{ t} \cdot \text{m}$ OK!!

7) 전단 검토
 $S_u / \phi = 0.000 / 0.700 = 0.000 \text{ t}$
 $S_c = (0.50 \sqrt{\sigma_{ck}} + 176 \cdot p_s \cdot d / 700) \cdot b \cdot d$
 $= (0.50 \sqrt{240.0} + 176 \times 0.00155 \times 39.00) \times 100.00 \times 100.00 = 30,109 \text{ t}$
 $S_{cmax} = 0.83 \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot b \cdot d$
 $= 0.83 \sqrt{240.0} \times 100.00 \times 39.00$
 $= 56,189 \text{ t}$
 $S_c \times S_{cmax} \dots \dots \dots S_c = 30,109 \text{ t}$
 전단 보강 불필요!
 $S_u = 0.000 \text{ t} < \phi S_c / 2 = 10,573 \text{ t}$

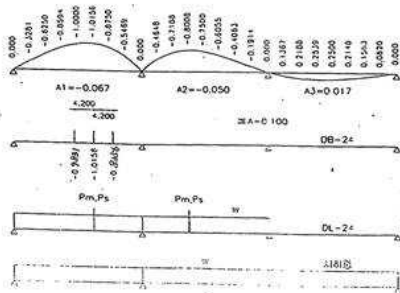
13-43 4430

DL - 24
 $M_L = 19,230 \times (1.0156 + 0.8008 \times 10^{-7} \times 30.0 + 1.131 \times 10^{-8} \times 0.50 \times 10^{-3} \times 30.0^2)$
 $= 223,882 \text{ t} \cdot \text{m} > D_B - 24$

2) 사하중
 $W = 10.08 \times 2.3 \times 0.25 \times 2.5 \times 2.2 = 1,780 \text{ t/m}$
 $M_B = \sum A \cdot W \cdot L^2 = 0.1 \times 1,780 \times 30.0^2 = 160,200 \text{ t} \cdot \text{m}$

3) 극한하중의 산정
 $M_u = 1.3 \times M_B + 2.15 \times M_L$
 $= 1.3 \times 160,200 + 2.15 \times 223,882$
 $= 689,606 \text{ t} \cdot \text{m}$

Moment의 영향선 중거리 (3장 간 면적)

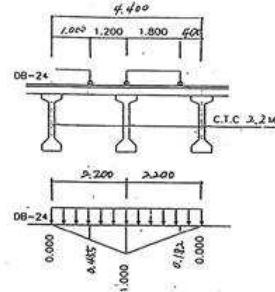


13-44 4430

6. 바닥판 연속자형부 보강검토

$\cdot 3\phi 30 = 90.0 \text{ m}$ 구간

1) 활하중



(1) DB - 24

중력계수 : $i = \frac{15}{40 \times 30} = 0.214 \leq 0.3$
 $\cdot R = 10.455 + 1.000 + 0.182 \times P \times (1 + i)$
 $= 1.637 \times 9.6 \times 1.214 = 19.078 \text{ ton}$

(2) DL - 24

$\cdot W = 1/2 \times 10.00 + 1.00 \times 2.20 \times 2.5 \times 1.27 \times 1/3 \times 1.214$
 $= 1.131 \text{ ton}$
 $\cdot P_L = 15.6 \times 1.214 \times 4.4/3.0 = 27.776 \text{ ton}$
 $\cdot P_u = 10.8 \times 1.214 \times 4.4/3.0 = 19.230 \text{ ton}$

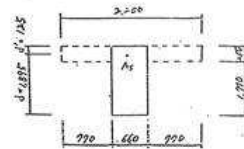
(3) 작용모멘트 (영향선 참조)

(DB - 24)
 $\cdot M_L = 19,078 \times 110.9831 - 1.6150 \times 0.8356 \times 1.41 \times 10^{-3} \times 30.0$
 $= 126,350 \text{ t} \cdot \text{m}$

13-46 4430

4) 단면계산

$M_u = 689,606 \text{ t} \cdot \text{m}$, $b = 660 \text{ mm}$, $d = 177 + 12.5 = 189.5 \text{ cm}$, $d' = 12.5 \text{ cm}$



(1) 단면검토

$A_s = 125 - 298a = 146.94 \text{ cm}^2$ (참고 C.T.C = 15.0 cm)

· 최소철근비

$P_{min} = 14 / \sigma_y = 14 / 4,000 = 0.0035$

· 사용철근비

$P = A_s / b d = 146.94 / 66 \times 189.5 = 0.0117$

· 최대철근비

$P_{max} = 0.75 p_b = 0.75 \times (0.85 \times K_1 \times \frac{\sigma_{ck}}{\sigma_y} \times \frac{6120}{6120 + \sigma_y})$
 $= 0.75 \times 0.85 \times \frac{270}{4,000} \times \frac{6120}{6120 + 4,000} = 0.0221$

$\therefore P_{min} < P < P_{max}$ (OK)

· 극한 저항 Moment 계산

$a = \frac{A_s \cdot \sigma_y}{0.85 \cdot \sigma_{ck} \cdot b} = \frac{146.94 \times 4,000}{0.85 \times 270 \times 66} = 38.80 \text{ cm}$

$\phi M_u = \phi \cdot A_s \cdot \sigma_y \cdot (d - \frac{a}{2})$
 $= 0.85 \times 146.94 \times 4,000 \times (189.5 - \frac{38.80}{2}) = 849.81 \text{ t} \cdot \text{m}$

$\therefore \phi M_u > M_u = 689.61 \text{ t} \cdot \text{m} \quad \therefore \text{OK}$

13-47 4431

구조안전성능 자료 _ 철근교 구조계산서 검토

7. 슬래브 균일 계산

$$Z = \sigma_s \cdot d_s \cdot A$$

Z : 평형권 모멘트를 재형하는 양 (kg/cm)

σ_s : 철근의 인장응력

d_s : 인장력에 가장 가까운 철근의 도심으로부터 인장면까지의 거리 (cm)

A : 콘크리트 유효 인장 단면적을 철근수로 나눈 값 (cm²)

1) 중앙부의 σ_s 계산

$$M = 0.324 \times 2.704 = 3.028 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 19.86 \text{ cm}^2, \quad P = \frac{19.86}{100 \times 20} = 0.0099, \quad N = 8, \quad K = 0.327, \quad J = 0.891$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot J \cdot d} = \frac{3.028 \times 10^3}{19.86 \times 0.891 \times 20} = 855.596 \text{ kg/cm}^2$$

2) 변형례바부의 σ_s 계산

$$M = 0.851 \times 1.486 = 2.337 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$A_s = 19.86 \text{ cm}^2, \quad P = \frac{19.86}{100 \times 20} = 0.0099, \quad N = 8, \quad K = 0.327, \quad J = 0.891$$

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s \cdot J \cdot d} = \frac{2.337 \times 10^3}{19.86 \times 0.891 \times 20} = 660.346 \text{ kg/cm}^2$$

3) 균일검토

$$\sigma_s = 855.596 \text{ kg/cm}^2$$

$$d_s = 5 \text{ cm}$$

$$A = 100 \times 2 \times 5 \times 10^3 \text{ (C.T.C 10.0 cm)}$$

$$= 100 \text{ cm}^3$$

$$Z = 855.596 \times 10^3 \times 5 \times 100$$

$$= 6790.87 \text{ kg/cm} < 25,850 \text{ kg/cm (91 노출상태)} \quad \therefore \text{O.K.}$$

8. 슬래브 최소두께 검토

1) 변형례바 부

$$L = 0.05 \text{ m} \leq 0.25$$

$$\therefore \text{최소두께} = 28L + 18 = 28 \times 0.05 + 18 = 19.4 \text{ cm}$$

$$\text{USE } 25 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

2) 중 앙 부

$$L = 2.2 \text{ m}$$

$$\therefore \text{최소두께} = 3L + 13 = 3 \times 2.2 + 13 = 19.6 \text{ cm}$$

$$\text{USE } 25 \text{ cm} \quad \text{O.K.}$$

$\therefore$ 최소두께를 만족하므로 치점검토를 하지 않아도 된다.