

구조안전성능 자료 _ 고덕교

구조안전성능 자료 _ 고덕교(2021년 2중 성능평가 보고서)

6.5.2 구조안전성능 평가 결과

가. 구조안전성능 결과 산정

1) 개요

평가대상 교량에 대하여 구조안전성능을 실시한 후, 그 결과를 비교하여 최저등급을 평가 결과로 산정한다.

구조물의 안전성평가는 주요 구조부재의 정밀외관조사, 비파괴 현장시험 및 재료시험의 결과를 토대로 종합적으로 이루어져야 한다. 현재 도로교와 철도교는 강교의 경우 허용응력 설계법, 콘크리트교는 강도설계법으로 설계되고 있다.

안전성 검토는 대상 교량의 설계개념을 따라 일관성이 유지되도록 평가하는 것을 원칙으로 하고, 최근 도입되고 있는 신뢰성이론에 의한 평가방법은 충분한 통계자료가 뒷받침되어야 하므로 참고자료로 활용한다.

또한 교량의 안전성평가는 내하력평가 개념으로 규정되어 왔으나 내하력은 활하중여유도로서 하중비에 따라 내하력의 변동폭이 크게 변하므로 교량의 안전성을 일관되게 평가하는 기준으로 적절하지 못하다.

따라서 안전성평가는 교량의 안전을 개념을 도입하여 평가하였다. 그러나 안전율이 0.9에서 1.0 사이에 있어 재하시험에 의한 공용내하력 평가를 실시한 경우 공용내하력 산정결과에 따라 안전성평가 결과를 산정한다.

교량의 구조안전성능 평가지수 = Min(공용내하력, 기초안전성)

본 교량의 경우 구조안전성능 평가는 급회 성능평가 시 초기점검시 실시한 재하시험 공용내하력 산정결과를 이용하여 구조안전성능 평가를 실시하였다. (부록 참조)

나. 주형의 공용내하력 산정

1) 주형 기본내하력 평가

① 부재력 집계

[표 6.5.3] 부재력 집계

부 재		사하중모멘트/응력	활하중모멘트/응력	계
고덕교	거더	143.0 MPa	4.50 MPa	147.5 MPa
	Slab	8.44KN·m	14.86KN·m	23.3KN·m

② 응력 집계

[표 6.5.4] 응력 집계

부 재		사하중응력	활하중응력	허용응력
거더	UP.F	117.5 MPa	7.6 MPa	190 MPa
	LOW.F	143.0 MPa	4.50 MPa	190 MPa

③ 기본 내하율 산정

[표 6.5.5] 기본 내하율 산정

부 재		사하중 응력(MPa)	활하중 응력(MPa)	허용응력(MPa)	내하율
거더	UP.F	117.5	7.6	190	9.53
	LOW.F	-143.0	-4.5	-190	10.44
구 분	내하율 계산		내하율(R.F)	기본내하력	비 고
거더	$\frac{190 - 117.5}{7.6} =$		9.53	DB-24이상	

2) 슬래브 기본내하력 평가

① 기본 내하율 산정

[표 6.5.6] 기본 내하율 산정

부 재		사하중 모멘트(KN.m)	활하중 모멘트(KN.m)	공칭강도	내하율
고덕교	슬래브	8.44	14.86	122.17	3.48
구 분	내하율 계산		내하율(R.F)	기본내하력	비 고
슬래브	$\frac{122.17 - 1.3 \times 8.44}{2.15 \times 14.86} =$		3.48	DB-24이상	

구조안전성능 자료 _ 고덕교 구조제산서 검토

1. 설계조건

1.1 교량제원

- (1) 형식 : 단경간 합성 STEEL BOX GIRDER교
- (2) 교차 : 50.0°
- (3) 교폭 : 22.000°
- (4) 명면선형 : 직선
- (5) 사각 : 77°
- (6) 설계하중 : DB-24, DL-24

1.2 사용재료

- (1) 콘크리트 : $\sigma_c = 270 \text{ kg/cm}^2$
 $f_c = 2,50 \text{ t/cm}^2$
- (2) 강재 : SMS 490 (주부재)
SMS 400 (부부재)
- (3) 철근 : $\sigma_s = 4000 \text{ kg/cm}^2$

1.3 참고자료

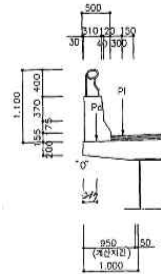
- (1) 도면표준시방서 - 건교부
- (2) 철근콘크리트 표준시방서 - "
- (3) 철근콘크리트 설계편람 - "

1-1

9

3. SLAB 설계

3.1 CANTILEVER 부



※ 방호벽 및 난간

$$A = 0.31 \times 0.70 + \frac{1}{2} \times 0.04 \times 0.37 + 0.04 \times 0.175 + \frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 + 0.160 \times 0.155 = 0.2467 \text{ m}^2$$

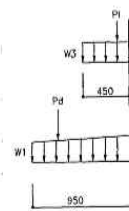
$$P_d = 0.2467 \times 2.50 + 0.1 = 0.717 \text{ t/m}$$

$$G_o = 0.31 \times 0.70 \times (0.03 + 0.31/2) + \frac{1}{2} \times 0.04 \times 0.37 \times (0.34 + 0.04/2) + 0.04 \times 0.175 \times (0.34 + 0.04/2) + \frac{1}{2} \times 0.12 \times 0.175 \times (0.38 + 0.12/2) + 0.12 \times 0.155 \times (0.34 + 0.12/2) = 0.0580$$

∴ 점 "0" 로 부터 방호벽 도심까지의 거리

$$\bar{X} = G/A = 0.0580 / 0.2467 = 0.235 \text{ m}$$

(1) 사하중에 의한 부재력



$$W_1 = 0.20 \times 2.50 = 0.50 \text{ t/m}$$

$$W_2 = 0.30 \times 2.50 = 0.75 \text{ t/m}$$

$$W_3 = 0.08 \times 2.3 = 0.184 \text{ t/m}$$

$$M_3 = 0.50 \times 0.95^2/2 + 0.250 \times 0.95/2$$

$$\times 0.95/3 + 0.184 \times 0.45^2/2$$

$$+ 0.767 \times 0.733 = 0.844 \text{ t-m}$$

Subject

Date: 19

(2) 활하중에 의한 부재력

$$\text{중력계수 } i = 15 / (40 + 0.15) = 0.374 > 0.3 \quad \therefore i = 0.3$$

$$\text{원하중 분포도 } E = 0.8 \times 1.14 = 0.912 \text{ t/m} < 2.1 \text{ m}$$

$$M_1 = \frac{P(1+i) \cdot X}{E} = \frac{9.6 \times 1.3 \times 0.15}{1.260} = 1.486 \text{ t-m/m}$$

(3) 종단 하중

- 설계 속도 $V = 100 \text{ Km/h}$
- 작용길의 높이 $H = 1.000 \text{ m}$
- $P_c = (V/60)^2 \times 0.25 + 0.25 = 2.333 \text{ t}$
- $M_c = 2.333 \times 1.0 = 2.333 \text{ t-m}$

(4) 풍하중

- $B/D = 22.000 / 1.1 = 20.0 > 8$
- $P_w = 240 D = 240 \times 1.1 = 264 \text{ Kg/m} \leq 600$
- $P_w = 600 \text{ Kg/m}$
- $M = 0.6 \times 1.1 / 2 = 0.330 \text{ t-m}$

(5) 하중 조합

- 1) $M_u = 1.3D + 2.1L$
 $= 1.3 \times 0.844 + 2.15 \times 1.486 = 4.292 \text{ t-m/m}$
- 2) $M_u = 1.3D + 1.3L + 1.3C_o$
 $= 1.3 \times 0.844 + 1.3 \times 1.486 + 1.3 \times 2.333 = 6.062 \text{ t-m/m}$
- 3) $M_u = 1.3D + 1.3L + 1.3(0.5W)$
 $= 1.3 \times 0.844 + 1.3 \times 1.486 + 1.3 \times 0.5 \times 2.330 = 3.244 \text{ t-m/m}$

(6) 단면 검토

$$B=100 \quad D=24 \quad D'=6 \text{ cm}$$

1-3

철근량 산정 및 단면검토

<< Input Data >>

CON'C 설계기준강도 $\sigma_{ck} = 270.000 \text{ kg/cm}^2$ 철근 항복강도 $\sigma_y = 4000.000 \text{ kg/cm}^2$
극한모멘트 $M_u = 6.062 \text{ t-m}$ 강도감소계수(점) $\phi_f = 0.8500$
극한전단력 $S_u = 0.000 \text{ t}$ 강도감소계수(전단) $\phi_s = 0.7000$
극한축하중 $N_u = 0.000 \text{ t}$ 강도감소계수(축력) $\phi_c = 0.6300$
단면 폭 $b = 100.000 \text{ cm}$ 편심 거리 $e = 0.000 \text{ cm}$
단면 높이 $d = 24.000 \text{ cm}$ CON'C 덮개(압축부) $d' = 6.000 \text{ cm}$

<< Results >>

1) 종단축 위치 결정(평면단면)

$$x_b = \frac{e_c}{e_c + \sigma_y/E_s} \cdot d = \frac{0.003}{0.003 + 4000.0 / (1.04 \times 10^6)} \times 24.00 = 14.51 \text{ cm}$$

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

$$x \text{ 가정 } (1/6 x_{max} < x < x_{max})$$

$$x = 0.500 \cdot x_b = 0.500 \times 14.51 = 7.26 \text{ cm}$$

2) 압축철근 사용여부 결정

※ K₁ 결정

$$\sigma_{ck} \leq 180 \text{ kg/cm}^2 \quad K_1 = 0.85$$

$$180 < \sigma_{ck} \leq 500 \text{ kg/cm}^2 \quad K_1 = 0.85 - 0.05 \times (\sigma_{ck} - 180) / 70$$

$$\sigma_{ck} \geq 500 \text{ kg/cm}^2 \quad K_1 = 0.65$$

$$\therefore K_1 = 0.85$$

$$C_c = K_1 \cdot x \cdot 0.85 \times 7.26 \times 6.17 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 \sigma_{ck} \cdot b \cdot a = 0.85 \times 270.0 \times 100.00 \times 6.17 = 141.564 \text{ t}$$

$$M_{u1} = C_c \cdot (d - a/2) = 141.564 \times (24.00 - 6.17/2) = 29.609 \text{ t-m}$$

$$M_u / \phi = 6.062 / 0.85 = 7.132 \text{ t-m} < M_{u1}$$

∴ 압축 철근 불필요

3) 철근량 산정

힘의 평형조건 ----> CON'C 압축력 (C_c) = 철근 인장력 (T)

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

$$= 0.85 \times 270.0 \times 100.00 \times a$$

$$T = A_s \cdot \sigma_y = A_s \cdot 4000.0$$

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

$$= A_s \cdot 4000.0 / (0.85 \times 270.0 \times 100.00) \quad \dots \dots (1)$$

극한 모멘트 (M_u)

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

$$= A_s \cdot 4000.0 \times (24.00 - a/2) \quad \dots \dots (2)$$

(1)과 (2) 연립

$$\therefore \text{Req'd } A_s = 7.64 \text{ cm}^2 \quad a = 1.33 \text{ cm}$$

4) 사용 철근량

$$\text{Use } A_s \quad H16 \times 4.000 = 7.944 \text{ cm}^2$$

$$H16 \times 4.000 = 7.944 \text{ cm}^2 \text{ Total } A_s = 15.888 \text{ cm}^2$$

5) 철근비 검토

$$\rho_{min} = 0.350 (\%) < A_s / b d = 0.662 (\%) < \rho_{max} = 2.212 (\%)$$

구조안전성능 자료 _ 고덕교 구조계산서 검토

6) 저항력 검토
 순수 휨 상태 (단 절근 사용)
 철근 인장력 $T = A_s \cdot \sigma_y = 15.89 \times 4000.0 = 63.552 \text{ t}$
 등가적사각형높이 $a = T / (0.85 \sigma_{ck} \cdot b) = 63552.0 / (0.85 \times 270.0 \times 100.00) = 2.77 \text{ cm}$
 중립축까지 거리 $c = a / \kappa_1 = 2.77 / 0.85 = 3.26 \text{ cm}$
 CON C 압축력 $C_c = 0.85 \sigma_{ck} \cdot b \cdot a = 0.85 \times 270.0 \times 100.00 \times 2.77 = 63.552 \text{ t}$
 공칭 MOMENT $M_n = A_s \cdot \sigma_y \cdot (d - a/2) = 15.89 \times 4000.0 \times (24.00 - 2.77/2) = 14.313 \text{ t} \cdot \text{m}$
 강도 검토
 $C_c = 63.552 \text{ t}$ $T = 63.552 \text{ t}$
 $\phi M_n = 12.217 \text{ t} \cdot \text{m} > M_u = 6.062 \text{ t} \cdot \text{m}$ GOOD !!

7) 전단 검토
 $S_u / \phi = 0.000 / 0.700 = 0.000 \text{ t}$
 $S_c = (0.50 \sqrt{\sigma_{ck}} + 176 \cdot \rho_s \cdot d / M_u) \cdot b \cdot d = (0.50 \sqrt{270.0} + 176 \times 0.00662 \times 0.0) \times 24.00 / (606200.0) \times 100.00 \times 24.00 = 19.718 \text{ t}$
 $S_{cmax} = 0.93 \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot b \cdot d = 0.93 \sqrt{270.0} \times 100.00 \times 24.00 = 36.676 \text{ t}$
 $S_c < S_{cmax} \Rightarrow S_c = 19.718 \text{ t}$
 전단 보강 불필요!
 $S_u = 0.000 \text{ t} < \phi S_c / 2 = 6.901 \text{ t}$

Subject Date : 19
 (a) 바닥판 최소두께 검토
 $L = 0.15 \leq 0.25$
 $T = 28L + 18 = 28 \times 0.15 + 18 = 22.2 \text{ cm} < \text{USE } 30 \text{ cm}$
 $\therefore \text{O.K.}$

(b) CANTILEVER 판 반사 검토
 $M_u = 1.3D + 2 \times 2.15L = 1.3 \times 0.844 + 2 \times 2.15 \times 1.486 = 7.497 \text{ t} \cdot \text{m}$
 $b = 100 \text{ cm}$ $d = 45 - 6 = 39 \text{ cm}$

평판형 강성 및 단면단면도

<< Input Data >>
 CON C 설계기준강도 $\sigma_{ck} = 270.000 \text{ kg/cm}^2$ 철근 항복강도 $\sigma_y = 4000.000 \text{ kg/cm}^2$
 극한모멘트 $M_u = 7.447 \text{ t} \cdot \text{m}$ 강도감소계수 (휨) $\phi_f = 0.8500$
 극한전단력 $S_u = 0.000 \text{ t}$ 강도감소계수 (전단) $\phi_s = 0.7000$
 극한축하중 $N_u = 0.000 \text{ t}$ 강도감소계수 (축하중) $\phi_c = 0.6500$
 단면 폭 $b = 100.000 \text{ cm}$ 편심 거리 $e = 0.000 \text{ cm}$
 단면 높이 $d = 39.000 \text{ cm}$ CON C 압력 (압축부) $d' = 6.000 \text{ cm}$
 << Results >>
 1) 중립축 위치 결정 (평판단면)
 $x_b = \frac{M_u}{\sigma_y \cdot b} \cdot d = \frac{7.447}{4000 \times 100} \times 39.00 = 23.58 \text{ cm}$
 $x_{max} = 0.75 \cdot x_b$
 x 가정 ($0.500 \cdot x_{max} < x < x_{max}$)
 $x = 0.500 \cdot x_b = 0.500 \times 23.58 = 11.79 \text{ cm}$

2) 압축철근 사용여부 결정
 κ_1 결정
 $\sigma_{ck} \leq 180 \text{ kg/cm}^2$ ----- $\kappa_1 = 0.85$
 $280 \leq \sigma_{ck} \leq 540 \text{ kg/cm}^2$ ----- $\kappa_1 = 0.85 - 0.05 \times (\sigma_{ck} - 280) / 70$
 $\sigma_{ck} \geq 560 \text{ kg/cm}^2$ ----- $\kappa_1 = 0.65$
 $\therefore \kappa_1 = 0.85$
 $a = \kappa_1 \cdot x = 0.85 \times 11.79 = 10.02 \text{ cm}$
 $C_c = 0.85 \sigma_{ck} \cdot b \cdot a = 0.85 \times 270.0 \times 100.00 \times 10.02 = 230.042 \text{ t}$
 $M_n = (C_c \cdot (d - a/2) + T \cdot z) = 230042.0 \times (39.00 - 10.02/2) + 78.187 \text{ t} \cdot \text{m}$
 $M_u / \phi = 7.447 / 0.85 = 8.808 \text{ t} \cdot \text{m} < M_n$
 $\therefore$ 압축 철근 불필요

3) 철근량 산정
 평판 평형조건 $\Rightarrow$ CON C 압축력 (C_c) = 철근 인장력 (T)
 $C_c = 0.85 \sigma_{ck} \cdot b \cdot a$
 $= 0.85 \times 270.0 \times 100.00 \times a$
 $T = A_s \cdot \sigma_y = A_s \cdot 4000.0$
 $\therefore a = A_s \cdot \sigma_y / (0.85 \sigma_{ck} \cdot b)$
 $= A_s \cdot 4000.0 / (0.85 \times 270.0 \times 100.00)$ ----- (1)
 극한 모멘트 (O.K.)
 $M_n = C_c \cdot z + T \cdot z = A_s \cdot \sigma_y \cdot (d - a/2)$
 $= A_s \cdot 4000.0 \times (39.00 - a/2)$ ----- (2)
 (1)과 (2) 연립
 $\therefore \text{Req'd } A_s = 5.72 \text{ cm}^2$ $a = 1.00 \text{ cm}$

4) 사용 철근량
 Use A_s $R16 \times 4, 4000 = 7.944 \text{ cm}^2$
 $R16 \times 4, 4000 = 7.944 \text{ cm}^2$ Total $A_s = 15.888 \text{ cm}^2$

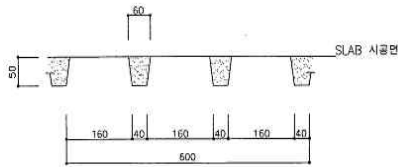
5) 철근배율 검토
 $\rho_{min} = 0.350 \text{ (N)} < A_s / b \cdot d = 0.407 \text{ (N)} < \rho_{max} = 2.112 \text{ (N)}$

7) 전단 검토
 $S_u / \phi = 0.000 / 0.700 = 0.000 \text{ t}$
 $S_c = (0.50 \sqrt{\sigma_{ck}} + 176 \cdot \rho_s \cdot d / M_u) \cdot b \cdot d = (0.50 \sqrt{270.0} + 176 \times 0.00407 \times 0.0) \times 39.00 / (748700.0) \times 100.00 \times 39.00 = 32.042 \text{ t}$
 $S_{cmax} = 0.93 \sqrt{\sigma_{ck}} \cdot b \cdot d = 0.93 \sqrt{270.0} \times 100.00 \times 39.00 = 59.598 \text{ t}$
 $S_c < S_{cmax} \Rightarrow S_c = 32.042 \text{ t}$
 전단 보강 불필요!
 $S_u = 0.000 \text{ t} < \phi S_c / 2 = 11.215 \text{ t}$

8) 평판형 강성 및 단면단면도
 평판 평형조건 $\Rightarrow$ CON C 압축력 (C_c) = 철근 인장력 (T)
 $C_c = 0.85 \sigma_{ck} \cdot b \cdot a$
 $= 0.85 \times 270.0 \times 100.00 \times a$
 $T = A_s \cdot \sigma_y = A_s \cdot 4000.0$
 $\therefore a = A_s \cdot \sigma_y / (0.85 \sigma_{ck} \cdot b)$
 $= A_s \cdot 4000.0 / (0.85 \times 270.0 \times 100.00)$ ----- (1)
 극한 모멘트 (O.K.)
 $M_n = C_c \cdot z + T \cdot z = A_s \cdot \sigma_y \cdot (d - a/2)$
 $= A_s \cdot 4000.0 \times (39.00 - a/2)$ ----- (2)
 (1)과 (2) 연립
 $\therefore \text{Req'd } A_s = 5.72 \text{ cm}^2$ $a = 1.00 \text{ cm}$

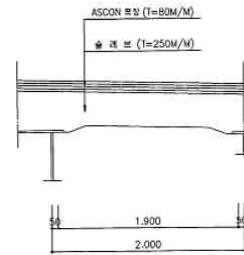
구조안전성능 자료 _ 고덕교 구조계산서 검토

DECK PLATE 거푸집 하중계산



- i) DECK PLATE 자중 : $0.006 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$
- ii) DECK PLATE 흙 부분 CON'c
- $$(0.040 + 0.060) / 2 \times 0.05 \times (3^3 / 0.6) \times 1.000$$
- $$\times 2.50 = 0.0313 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$
- $$\therefore W = 0.006 + 0.0313 = 0.0373 \frac{\text{t}}{\text{m}^2}$$

3.2 중앙부



(1) 사하중

$$M_d = 0.25 \times 2.50 + 0.08 \times 2.30 + 0.0373 = 0.846 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

$$M_l = 1/10 \times 0.846 \times 2.000^2 = 0.338 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

(2) 활하중

$$\text{중력계수 } i = \frac{15}{40 + 2.000} = 0.357 > 0.3$$

$$\therefore i = 0.3$$

$$M_l = \frac{2.000 + 0.6}{9.6} \times 9.6 \times 1.3 \times 0.8$$

$$= 2.704 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

(3) 하중조합

$$M_u = 1.3 \times 0.338 + 2.15 \times 2.704 = 6.253 \frac{\text{t}}{\text{m}}$$

(4) 단면검토

$$B = 100 \text{ cm}, D = 21 \text{ cm}, D' = 4 \text{ cm}$$

철근량 산정 및 단면검토

<< Input Data >>

CON'c 설계기준강도 $\sigma_{ck} = 270.000 \text{ kg/cm}^2$ 원근 항력강도 $\sigma_y = 4000.000 \text{ kg/cm}^2$

극한모멘트 $M_u = 6.253 \text{ t} \cdot \text{m}$ 강도감소계수 (원) $\phi_f = 0.8500$

극한축단력 $N_u = 0.000 \text{ t}$ 강도감소계수 (전단) $\phi_s = 0.7000$

단면 폭 $b = 100.000 \text{ cm}$ 편심 거리 $e = 0.0000$

단면 높이 $d = 21.000 \text{ cm}$ CON'c 덮개 (압축부) $d' = 0.0000$

<< Results >>

1) 중립축 위치 결정 (평형단면)

$$x_b = \frac{e c + \sigma_y / E_s}{0.003 + 4000.0 / 2.04 \times 10^6} \times 21.00 = 12.70 \text{ cm}$$

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

X 가정 ($\phi_s x_{max} < X < x_{max}$)

$$X = 0.500 - x_b = 0.500 \times 12.70 = 6.35 \text{ cm}$$

2) 압축철근 사용여부 결정

※ κ_s 결정

$$\sigma_{ck} \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \kappa_s = 0.85$$

$$280 \leq \sigma_{ck} \leq 560 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \kappa_s = 0.85 - 0.05 \times (\sigma_{ck} - 280) / 70$$

$$\sigma_{ck} \geq 560 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \kappa_s = 0.65$$

$$\therefore \kappa_s = 0.85$$

$$a = \kappa_s \times X = 0.85 \times 6.35 = 5.40 \text{ cm}$$

$$C_c = 0.85 \sigma_{ck} \times b \times a = 0.85 \times 270.0 \times 100.00 \times 5.40 = 123.869 \text{ t}$$

$$M_u = C_c - (d - a/2) = 123.868.8 \times (21.00 - 5.40/2) = 22.670 \text{ t} \cdot \text{m}$$

$$M_u / \phi = 6.253 / 0.85 = 7.356 \text{ t} \cdot \text{m} < M_u$$

$\therefore$ 압축 철근 불필요

3) 원근량 산정

평의 평형조건 $\rightarrow C_c = \text{원근 인장력 } (T)$

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

$$T = A_s \times \sigma_y = A_s \times 4000.0$$

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

$$= A_s \times 4000.0 / (0.85 \times 270.0 \times 100.00) \dots (1)$$

극한 모멘트 (M_u)

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

$$= A_s \times 4000.0 \times (21.00 - a/2) \dots (2)$$

(1)과 (2) 연립

$$\therefore \text{Req'd } A_s = 9.10 \text{ cm}^2 \quad a = 1.59 \text{ cm}$$

4) 사용 철근량

Use A_s H16 $\times$ 4,000 = 7,944 cm²

$$H16 \times 4,000 = 7,944 \text{ cm}^2 \text{ Total } A_s = 15.888 \text{ cm}^2$$

5) 철근비 검토

$$\rho_{min} = 0.350 (\%) < A_s / b d = 0.757 (\%) < \rho_{max} = 2.212 (\%)$$

Subject

Date : 19

(5) 바닥 최소두께 검토

$$L = 2.000 \text{ m}$$

$$T = 3L + 13 = 3 \times 2.0 + 13 = 19.0 \text{ cm} < 25.0 \text{ cm} \therefore \text{OK}$$

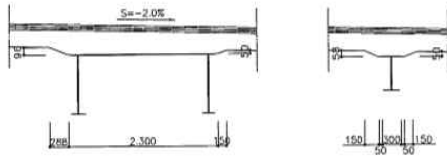
25%

4. BOX GIRDER 의 설계

4.1 하중계산

(1) 사하중

- SLAB : $0.25 \times 2.50 = 0.625 \text{ t/m}$
- ASPHALT : $0.08 \times 2.30 = 0.184 \text{ t/m}$



- BOX GIRDER 자중

$$0.30 \text{ t/m} \times 22,000/4^{\text{th}} = 1.650 \text{ t/m}$$

- BOX HAUNCH

$$\left(\left(\frac{1}{2} \times (2.30 + 2.738) \right) \times \frac{1}{2} \times (0.05 + 0.095) \right) \times 2.5 = 0.460 \text{ t/m}$$

$$\text{STRINGER HAUNCH} : \left(\frac{1}{2} \times (0.40 + 0.70) \times \frac{1}{2} \times (0.05 + 0.058) \right) \times 2.5 = 0.074 \text{ t/m}$$

$$\text{연 석} : 0.392 \text{ t/m} \text{ (SLAB 구조계산서 참조)}$$

* NOTE : STEEL BOX 자중은 1차계산시 가정중량을 사용하고
2차 계산시 실단면에 의한 실제중량으로 계산

- 슬래브

$$AG_{1L} = AG_{1R} = \frac{1}{2} \times 1.500 \times (2.000 + 1.000) = 2.250$$

$$AG_{2L} = AG_{2R} = AG_{3L} = AG_{3R} = AG_{4L} = AG_{4R} = S1 = S2 = S3 = S4 = \frac{1}{2} \times 1.00 \times (2.000 + 2.000) = 2.000$$

- 포 장

$$AG_{1L} = AG_{1R} = \frac{1}{2} \times 1.250 \times (2.000 + 0.500) = 1.563$$

$$AG_{2L} = AG_{2R} = AG_{3L} = AG_{3R} = AG_{4L} = AG_{4R} = \frac{1}{2} \times 1.00 \times (2.000 + 2.000) = 2.000$$

1) GIRDER "G₁"

- 합성전 사하중 (GIRDER자중 + 슬래브 + HAUNCH + DECK PLATE)

$$1.650 + 0.625 \times (2.250 + 2.000) + 0.460 + \frac{1}{2} \times 2.000 \times 1.0 \times 0.0373 = 4.804$$

$$\therefore WdG_1 = 4.804 \text{ t/m}$$

$$\text{TORSION} : 0.625 \times (2.250 - 2.000) \times 1.000 + 0.0373 \times \left(0 - \frac{1}{2} \times 1.0 \times 2.000 \right) \times 1.400$$

$$\therefore TdG_1 = 0.104 \text{ t-m/m}$$

- 합성후 사하중 (포장 + 연석)

$$0.184 \times (1.563 + 2.000) + 0.392 \times 1.381 = 1.197$$

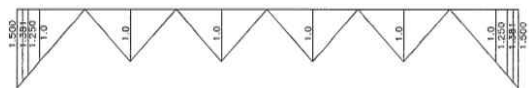
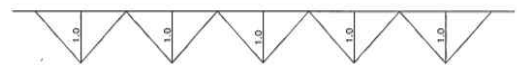
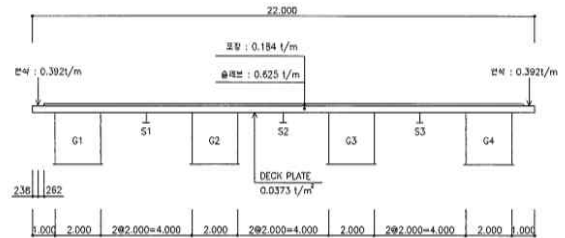
$$\therefore WdG_1 = 1.197 \text{ t/m}$$

$$\text{TORSION} : 0.184 \times (1.563 - 2.000) \times 1.00 + 0.392 \times 1.162 = 0.549$$

$$\therefore TdG_1 = 0.549 \text{ t-m/m}$$

4.2 작용하중의 계산

(1) 사하중



2) GIRDER "G₂", "G₃"

- 합성전 사하중 (GIRDER자중 + 슬래브 + HAUNCH + DECK PLATE)

$$1.650 + 0.625 \times (2.000 + 2.000) + 0.460 + 2.000 \times 1.0 \times 0.0373 = 4.685$$

$$\therefore WdG_2 = 4.685 \text{ t/m}$$

$$\therefore TdG_2 = 0.0 \text{ t-m/m}$$

- 합성후 사하중 (포장)

$$0.184 \times (2.000 + 2.000) = 0.736$$

$$\therefore WdG_2 = 0.736 \text{ t/m}$$

$$\therefore TdG_2 = 0.0 \text{ t-m/m}$$

3) GIRDER "G₄"

- 합성전 사하중 (GIRDER자중 + 슬래브 + HAUNCH + DECK PLATE)

$$1.650 + 0.625 \times (2.000 + 2.250) + 0.460 + \frac{1}{2} \times 1.0 \times 0.0373 = 4.804$$

$$\therefore WdG_2 = 4.804 \text{ t/m}$$

$$\text{TORSION} : 0.625 \times (2.000 - 2.250) \times 1.000 + 0.0373 \times \left(\frac{1}{2} \times 1.0 \times 1.725 - 0 \right) \times 1.400 = -0.104$$

$$\therefore TdG_2 = -0.104 \text{ t-m/m}$$

구조안전성능 자료 _ 고덕교 구조계산서 검토

· 합성후 사하중 (포장 + 연석)

$$0.184 \times (2.000 + 1.563) + 0.392 \times 1.381 = 1.197$$

$$\therefore WdG_2 = 1.197 \text{ } \frac{1}{\text{m}}$$

$$\begin{aligned} \text{TORSION} &: 0.184 \times (2.000 - 1.563) \times 1.00 - 0.392 \times 1.381 \times 1.162 \\ &= -0.549 \end{aligned}$$

$$\therefore TdG_2 = -0.549 \text{ } \frac{\text{m}}{\text{m}}$$

4) STRINGER "S₁", "S₂", "S₃"

· 합성전 사하중 (SLAB + HAUNCH + DECK PLATE)

$$0.625 \times 2.000 + 0.074 + 0.0373 \times 1.0 \times 2.000$$

$$= 1.399$$

$$\therefore Wd_3 = 1.399 \text{ } \frac{1}{\text{m}}$$

· 합성후 사하중 (포장)

$$0.184 \times 2.000 = 0.368$$

$$\therefore Wd_2 = 0.368 \text{ } \frac{1}{\text{m}}$$

$$A_{G1L} = 1.100 + 0.200 = 1.300$$

$$A_{G1R} = 0.800 + 0.600 = 1.400$$

$$A_{G2L} = 0.300 = 0.300$$

$$S_1 = 0.400 + 0.700 = 1.100$$

· 2차선 제하시 (DB 하중) - PATTERN 1

구 분	A1	A2	전륜하중 (P _L)	후륜하중 (P _R)
G ₁	1.300	1.400	7.562	30.249
G ₂	0.300	-	0.840	3.361
S ₁	1.100	-	3.081	12.324

편심 (e)

$$G_1 : T = (1.300 - 1.400) \times 2.0 / 2 = -0.100$$

$$e = T / P = -0.100 / (1.300 + 1.400) = -0.037 \text{ m}$$

$$G_2 : T = 0.300 \times 2.0 / 2 = 0.300$$

$$e = T / P = 0.300 / 0.300 = 1.00 \text{ m}$$

$$P_L = 2.4 \times (A_1 + A_2) \times (1 + i)$$

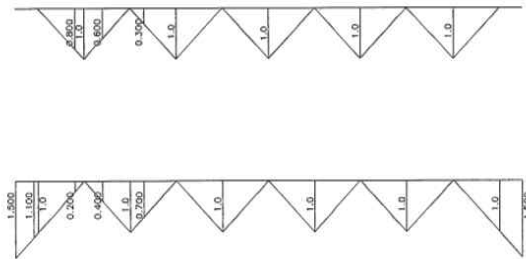
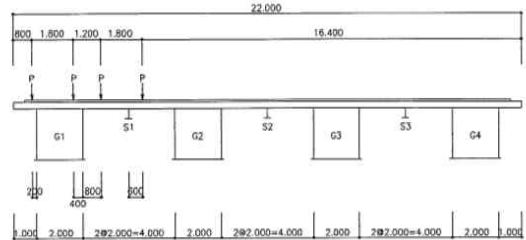
$$P_R = 9.6 \times (A_1 + A_2) \times (1 + i)$$

$$\text{※ 종격계수 } i = \frac{15}{40 + L}$$

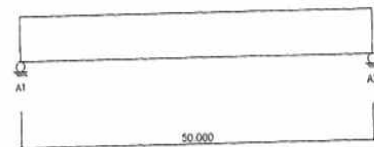
$$= \frac{15}{40 + 50} = 0.167 \leq 0.3$$

(2) 활하중

· 2차선 제하시 (DB-24) - PATTERN 1



4.3 유효폭 계산



유효폭 계산식

지 간 부		지 점 부	
$b/l \leq 0.05$	$\lambda = b$	$b/l \leq 0.02$	$\lambda = b$
$0.05 \leq b/l \leq 0.30$	$\lambda = \{1.1 - 2(b/l)\} \cdot b$	$0.02 \leq b/l \leq 0.30$	$\lambda = \{1.05 - 3.2(b/l) + 4.5(b/l)^2\} \cdot b$
$b/l > 0.30$	$\lambda = 0.15 \ell$	$b/l > 0.30$	$\lambda = 0.15 \ell$

구조안전성능 자료 _ 고덕교 구조계산서 검토

(1) SLAB

1) 1 지간

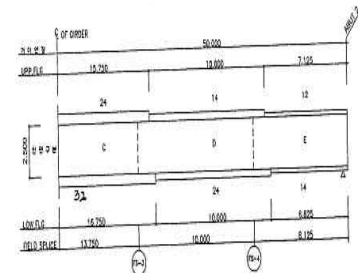
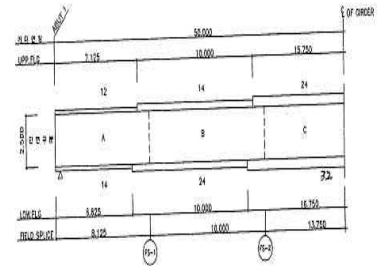
$$\begin{aligned} b_1 &= 1,000^* & \ell &= 50,00^* \\ b_1/\ell &= 0.020 < 0.05 & \lambda_1 &= 1,000^* \\ b_2 &= 1,000^* & \ell &= 50,00^* \\ b_2/\ell &= 0.020 < 0.05 & \lambda_2 &= 1,000^* \\ b_3 &= 2,000^* & \ell &= 50,00^* \\ b_3/\ell &= 0.040 < 0.05 & \lambda_3 &= 2,000^* \\ \therefore \sum \lambda &= 1,000 + 2 \times 1,000 + 2,000 = 5,000^* (100\%) \end{aligned}$$

(2) FLANGE

1) 1 지간

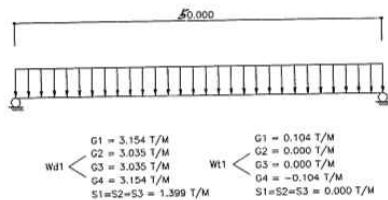
$$\begin{aligned} b_1 &= 0.10^* & \ell &= 50,00^* \\ b_1/\ell &= 0.002 < 0.05 & \lambda_1 &= 0.10^* \\ b_2 &= 1,000^* & \ell &= 50,00^* \\ b_2/\ell &= 0.020 < 0.05 & \lambda_2 &= 1,000^* \\ \therefore \sum \lambda &= 2 \times (0.10 + 1,000) = 2,200^* (100\%) \end{aligned}$$

* 단면변화한 곳 한정할 때

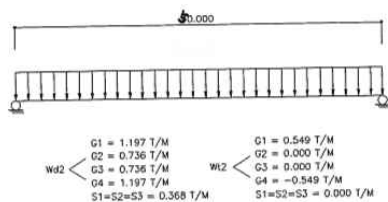


4.5 하중 재하

(1) 합성전 사하중 - CASE 1



(2) 합성후 사하중 - CASE 2



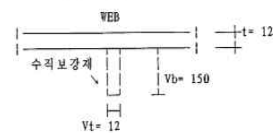
(3) 활하중 (SAP 90 BRIDGE에 의한 활하중 최대 부재력 CASE)



(2) 수직보강재 검토 (POINT = 6)

$$* \text{수직보강재 } PL = V_b \times V_t = 150 \times 12$$

* 수직보강재 Detail *



① 수직보강재 간격 검토

$$\begin{aligned} a &= \text{수직보강재의 간격} = 125.0 \text{ (cm)} \\ b &= \text{상하 양플랜지의 순간격} = 250.0 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

* 수평보강재 2단 사용시

수직보강재 간격은 $a/b \leq 1.5$ 일때 다음식에 만족해야 한다.

$$\begin{aligned} a/b > 0.64 : R &= \left[\frac{b}{100t} \right]^2 - \left[\frac{\sigma}{31500} \right]^2 + \left[\frac{\tau}{(1970+610(b/a))} \right]^2 \leq 1 \\ a/b < 0.64 : R &= \left[\frac{b}{100t} \right]^2 - \left[\frac{\sigma}{31500} \right]^2 + \left[\frac{\tau}{(1480+810(b/a))} \right]^2 \leq 1 \end{aligned}$$

$$\sigma = \text{복부판의 연성유 압축응력} = 1264.00 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\tau = \text{복부판의 전단응력} = 251.00 \text{ (Kg/cm}^2\text{)}$$

$$a/b = 125.0 / 250.0 = .50 < 0.64 \text{ 이므로 두번째식 적용}$$

$$R = .08 < 1 \text{ OK!!}$$

② 수직보강재 강성 검토

$$I_v = \text{수직보강재의 단면 2차모멘트}$$

$$= V_t \cdot V_b' / 3 = 1.2 \times 15.0^3 / 3 = 1350.0 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$\gamma = 8.0(b/a)^2 = 8.0(250.0 / 125.0)^2 = 32.000$$

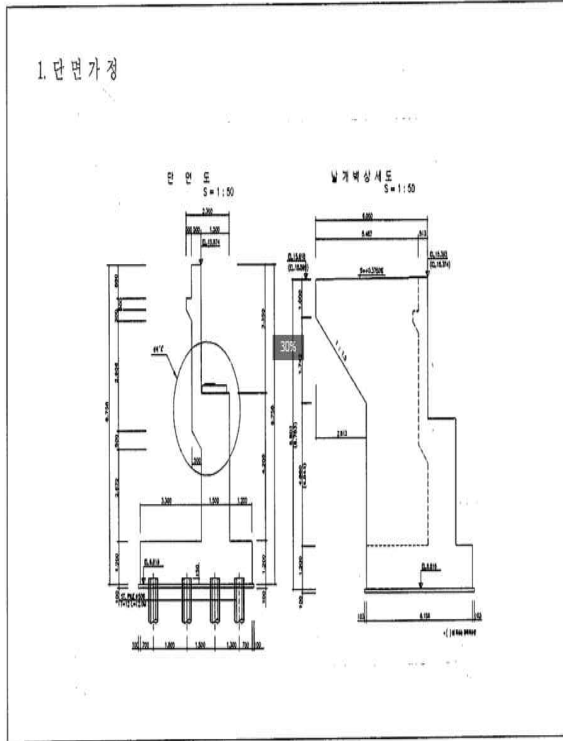
$$\text{req. } I_v = (b t^3 / 10.92) \times \gamma = (250.0 \times 1.2^3 / 10.92) \times 32.000 = 1265.9 \text{ (cm}^4\text{)}$$

$$I_v = 1350.0 > \text{req. } I_v = 1265.9 \text{ (cm}^4\text{)} \text{ OK!!}$$

$$\therefore \tau = 242.60 \text{ kg/cm}^2 > \tau_s = 1100 \text{ kg/cm}^2 \quad : \text{OK!!}$$

고덕교 교대

1. 단면가정



1. 일반 단면

교대높이 : 8.758 m
지관폭 : 6.000 m
저관길이 : 22.579 m

2. 설계 조건

* 흙의 단위중량 (γt) : 2.000 t/m³
CON'C의 단위중량 (γc) : 2.500 t/m³
흙의 내부마찰각 (ϕ) : 35.000 deg
흙의 점착력 (c) : 0.000 t/m²
배면 연직 경사각 : 0.000 deg
노면 수평 경사각 : 0.000 deg

* 기초 바닥 N치 : 5.000

* 흙과 콘크리트의 마찰각

o 상시

안정점토시 (RANKINE 토압사용) : 0.000 deg

단면점토시 (COULOMB 토압사용, $\phi/3$) : 11.667 deg

o 지진시 : 0.000 deg (MonoNobe Okabe 공식 사용)

직접기초 - $K_h = 0.5A$

경사말뚝 - $K_h = 1.5A$

3. 작용하중계산 및 안정점토

RANKINE 토압계수 $K_a = 0.271$

지진시 토압계수 $K_e = 0.310$

1) CASE-1 (상부공가설전, 수위고려, 활하중 비제하시)

항목	연직력 N(t)	수평력 H(t)	지향모멘트 Mx (t.m)	전도모멘트 My (t.m)
교대 자중	38.305	0.000	98.249	0.000
흙자중	49.612	0.000	216.489	0.000
상부공하중	0.000	0.000	0.000	0.000
토압	0.000	23.158	0.000	71.072
지표재하	0.000	0.000	0.000	0.000
부력	0.000	0.000	0.000	0.000
합계	87.917	23.158	314.738	71.072

전도에 대한 안전율 = $314.738 / 71.073 = 4.43$

활동에 대한 안전율 = $24.834 / 23.159 = 1.07 < 1.5$

N.G. 그러므로 말뚝기초 적용

2) CASE-2 (상시, 수위무시, 활하중 제하시)

항목	연직력 N(t)	수평력 H(t)	지향모멘트 Mx (t.m)	전도모멘트 My (t.m)
교대 자중	38.305	0.000	98.249	0.000
흙자중	49.612	0.000	216.489	0.000
상부공하중	47.102	5.177	102.446	30.072
토압	0.000	23.158	0.000	71.072
지표재하	3.300	0.000	14.354	0.000
합계	138.319	28.336	431.540	101.144

전도에 대한 안전율 = $431.540 / 101.145 = 4.27$

활동에 대한 안전율 = $39.071 / 28.337 = 1.38 < 1.5$

N.G. 그러므로 말뚝기초 적용

* CON'C의 설계강도 : 210.000 kg/cm²

철근의 항복강도 : 3000.000 kg/cm²

* 과 재 하 중 : 1.000 t/m²

* 상 부 진 달 반 력

사하중 반력 : 34.518 t/M

활하중 반력 : 12.584 t/M

* 지진시 수평력 : 4.833 t/M

* 설계 가속도계수 : 0.140

* SHOE 마찰 계 수 : 0.150

* 지하수위(지관 바닥에서) : -1.000 m

* 지관 마찰계수

$\Phi = \sqrt{(15 \times N)} + 15 = 23.660 \text{ deg}$

$\mu = \tan(2/3 \Phi) = 0.282$

구조안전성능 자료 _ 고덕교 구조계산서 검토

4. 연직벽의 단면검토

1) 단면력 산정 (하중계수를 적용 : 극한하중)

구 분		상 시	지 진 시
토 압 계 수		0.246	0.310
토 압	q, (h = 0.000 m)	0.418	0.000
	q _s , (h = 7.558 m)	6.731	7.958
토압에 의한	Mu (t.m)	72.031	113.645
단 면 력	Su (t)	27.013	30.073
SHOE 마찰에	Mu (t.m)	31.016	
의한 단면력	Su (t)	6.731	
벽체 자중에	Mu (t.m)		10.922
의한 관성력	Su (t)		3.696
상부하중에	Mu (t.m)		28.949
의한 관성력	Su (t)		6.282
계	Mu (t.m)	103.048	153.516
	Su (t)	33.744	40.051

그러므로 극한모멘트 (Mu) = 153.516 t.m

극한전단력 (Su) = 40.051 t

2) 단면검토

극한 모멘트 (Mu) = 15351624.000 kg.cm

극한 전단력 (Su) = 40050.680 kg

단위 폭 (B) = 100.0 cm

유효 높이 (D) = 140.0 cm

외 복 두께 (D') = 10.0 cm

*** 소요철근량 계산 ***

극한모멘트 (Mu) = 15351624.000 kg.cm

병렬모멘트 (Mb) = $0.85 \times \sigma_{ck} \times A \times B \times (D-A/2) \times 0.85$
= 121248080.000 kg.cm

여기서 $A = K \times X = 79.855$

$\sigma_{ck} < 280$

$K = 0.85$

$\sigma_{ck} > 280$

$K = 0.85 - (\sigma_{ck} - 280) \times 0.007/10$

$X = 6120 \times D / (6120 + \sigma_y) = 93.947 \text{ cm}$

--- Mu < Mb ---

인장철근량 (As) = $Mu / (\sigma_y \times (D - AC/2) \times 0.85) = 44.173 \text{ cm}^2$

여기서 $A = (0.85 \times \sigma_{ck} \times B \times D - \sqrt{0.85 \times \sigma_{ck} \times B \times D})^2$

$- 2 \times \sigma_{ck} \times B \times Mu) / (0.85 \times \sigma_{ck} \times B) = 7.424 \text{ cm}$

단면철근비 (P) = $As / (B \times D) = 0.003$

최대철근비 (Pmax) = $0.75 \times 0.85 \times \sigma_{ck} \times A / (\sigma_y \times D) = 0.025$

최소철근비 (Pmin) = $14 / \sigma_y = 0.005$

--- P < Pmin 인 경우 ---

균열모멘트 (Mc) = $Z_c (\sigma_{cb} + N/A_c) = 10868533.000 \text{ kg.cm}$

Mc : 균열모멘트

Zc : 콘크리트부재의 단면계수

σ_{cb} : 콘크리트의 휨인장강도

설계 모멘트의 4/3 배 (4/3 Mu) = 20468832.000 kg.cm

균열모멘트가 설계모멘트의 4/3배 이하이므로 최소철근량 배치

최소철근량 : (1) $4/3 \times As = 58.897 \text{ cm}^2$

(2) $14/SSY \times B \times D = 65.333 \text{ cm}^2$

(3) $0.002 \times B \times D = 28.000 \text{ cm}^2$

최소철근량 Asmin = 58.897 cm²

그러므로 As = 58.897 이상 사용하여야 한다.

그러므로 사용철근량 As = D29 @ 12.5 = 51.39 cm²

설계모멘트강도 $\phi Mn = 0.85 \times (As \times \sigma_y \times (D - A/2))$

= 17780986.000 kg.cm

*** 전단력 검토 ***

극한전단력 Su = 40050.680 kg

콘크리트 전단설계강도 $\phi Sc = 75268.203 \text{ kg}$

$1/2 \phi Sc = 37634.102 \text{ kg} < Su = 40050.680 \text{ kg}$

그러므로 Avmin = $3.5 \times B \times 30.0 / \sigma_y = 3.500 \text{ cm}^2$ 이상을 배근해야 한다.

그러므로 사용 Av = $2 \times 1.986 = 3.972 \text{ cm}^2$ (D16 @ 30.0, U형 STIRRUP)

5. PILE 설계

1) 말뚝 설계조건

말뚝 직경 : 50.800 cm

말뚝 두께 : 1.200 cm

말뚝의 부식두께 : 0.200 cm

말뚝 길이 : 12.000 m

지상돌출부 길이 : 0.250 m

말뚝의 열 수 : 4

1/β 부근의 N 값 : 10

2) 말뚝의 신단 허용지력

말뚝의 면적 = 155.195 cm²

신단파쇄면적 (A) = 1995.037 cm²

단면2차 모멘트 = 47360.754 cm⁴

탄성계수 = 2100000.000 Kg/cm²

a) 수직 허용지력

말뚝신단의 N치 = 40

Va = $1/3 \times 30 \times N \times A / 10000 = 79.801 \text{ t}$ (상 시)

Va = $1/2 \times 30 \times N \times A / 10000 = 119.702 \text{ t}$ (지전시)

구조안전성능 자료 _ 고덕교 구조계산서 검토

b) 수평 허용지지력

PILE 두부의 허용변위 = 1.5 cm

수평 지반 반력계수 (k)

$$k = k_0 \times (BH/30)^{1/4} \times (-3/4) = 1.177 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{상 시})$$

$$= 2.530 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{지진 시})$$

$$k_0 = 1/30 \times \alpha \times E_0 = 3.332 \text{ kg/cm}^2$$

$$E_0 = 28 \times N = 280.000 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 50.400 \text{ cm}$$

PILE의 특성치 (β)

$$\beta = \sqrt[4]{\text{SQRT}(k \times D / (4 \times E \times I))}$$

$$= 0.00349 \text{ 1/cm} \quad (\text{상 시})$$

$$= 0.00423 \text{ 1/cm} \quad (\text{지진 시})$$

i) 지상등출시

① 말뚝머리가 고정인 경우

수평 허용지지력

$$H_a = 1.5 \times 12EI \beta^3 / ((1 + \beta h)^3 + 2) = 23.255 \text{ t} \quad (\text{상 시})$$

$$H_a = 1.5 \times 12EI \beta^3 / ((1 + \beta h)^3 + 2) = 40.454 \text{ t} \quad (\text{지진 시})$$

3) 말뚝군의 도임에 작용하는 하중 (실하중)

(단위 : ton, m)

구분	상부공사 사공전	지 하 수 위 무 시				지 하 수 위 고 려		
		CASE-1 비재하시	CASE-2 재하시	CASE-3 비재하시	CASE-4 지진시	CASE-5 재하시	CASE-6 비재하시	CASE-7 지진시
기 초 폭		6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000	6.000
교대길이		22.579	22.579	22.579	22.579	22.579	22.579	22.579
수 평 력		23.159	26.337	26.337	46.895	26.337	26.337	46.895
연 직 력		87.918	138.320	122.436	122.436	138.320	122.436	122.436
편 심 량		0.228	0.611	0.642	1.285	0.611	0.642	1.285
모 멘 트		20.088	84.564	78.637	157.385	84.564	78.637	157.385

5) 말뚝의 간격계산

i) 말뚝머리가 고정인 경우

(단위 : ton, m)

구분	상부공사공전	지 하 수 위 무 시				지 하 수 위 고 려		
		CASE-1 비재하시	CASE-2 재하시	CASE-3 비재하시	CASE-4 지진시	CASE-5 재하시	CASE-6 비재하시	CASE-7 지진시
(원하중)								
PILE수평반력								
PILE NO. 1		5.790	7.084	7.084	10.224	7.084	7.084	10.224
PILE NO. 2		5.790	7.084	7.084	10.224	7.084	7.084	10.224
PILE NO. 3		5.790	7.084	7.084	10.224	7.084	7.084	10.224
PILE NO. 4		5.790	7.084	7.084	10.224	7.084	7.084	10.224
최대수평반력		5.790	7.084	7.084	10.224	7.084	7.084	10.224
수평 허용 지 지 력		23.255	23.255	23.255	40.454	23.255	23.255	40.454
(수평하중)								
PILE연직반력								
PILE NO. 1		30.031	54.448	49.774	65.264	54.448	49.774	65.264
PILE NO. 2		25.219	42.573	38.319	44.551	42.573	38.319	44.551
PILE NO. 3		19.666	28.871	25.102	20.651	28.871	25.102	20.651
PILE NO. 4		13.002	12.428	9.241	-8.030	12.428	9.241	-8.030
최대연직반력		30.031	54.448	49.774	65.264	54.448	49.774	65.264
수직 허용 지 지 력		79.801	79.801	79.801	119.702	79.801	79.801	119.702
PILE수평간격		4.017	3.283	3.283	3.957	3.283	3.283	3.957
PILE연직간격		2.657	1.466	1.603	1.834	1.466	1.603	1.834
필요최대간격		2.657	1.466	1.603	1.834	1.466	1.603	1.834

수평반력에 의한 간격 = 수평허용지지력 / 최대수평반력

수직반력에 의한 간격 = 수직허용지지력 / 최대수직반력

그러므로 PILE을 1.300 m 간격으로 설치한다.

6) 말뚝의 최대모멘트 (말뚝본체 계산용)

(단위 : ton, m, 말뚝본체)

구분	상부공 시공현	지 하 수 위 무 시				지 하 수 위 고 려		
		CASE-1 (비재하시)	CASE-2 (재하시)	CASE-3 (비재하시)	CASE-4 (지진시)	CASE-5 (재하시)	CASE-6 (비재하시)	CASE-7 (지진시)
FIX	M	11.201	13.072	13.136	14.760	13.072	13.116	14.760

구조안전성능 자료 _ 고덕교 구조계산서 검토

7) 말뚝 본체설계

i) 작용력

① 평상시

$$\begin{aligned} \text{수평력} &= R_{\text{hmax}} \times \text{간격} = 9.209 \text{ t} \\ \text{수직력} &= R_{\text{vmax}} \times \text{간격} = 70.783 \text{ t} \\ \beta &= 0.00349 \text{ 1/cm} \\ \text{말뚝머리의 모멘트} &= 13.116 \text{ t.m} \end{aligned}$$

② 지진시

$$\begin{aligned} \text{수평력} &= R_{\text{hmax}} \times \text{간격} = 13.291 \text{ t} \\ \text{수직력} &= R_{\text{vmax}} \times \text{간격} = 84.844 \text{ t} \\ \beta &= 0.00423 \text{ 1/cm} \\ \text{말뚝머리의 모멘트} &= 14.760 \text{ t.m} \end{aligned}$$

ii) 말뚝머리의 변위

① 평상시

$$\begin{aligned} \text{말뚝머리 고정 : } \delta &= H((1+\beta h)^3 + 2) / 12EI \beta^3 = 0.594020 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \\ &\therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

② 지진시

$$\begin{aligned} \text{말뚝머리 고정 : } \delta &= HE((1+\beta h)^3 + 2) / 12EI \beta^3 = 0.492814 \text{ cm} < 1.5 \text{ cm} \\ &\therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

9) 이용설계

a) 확대기초의 수직지압응력 검토

$$\begin{aligned} \text{확대기초의 수직지압응력} &= 42.527 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{콘크리트의 허용지압응력} &= 0.25 \times \sigma_{ck} \times \sqrt{(A_c/A_b)} < 0.5 \times \sigma_{ck} \\ &= 52.500 \text{ kg/cm}^2 < 105.000 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{수직지압응력} &= 42.527 \text{ kg/cm}^2 < \text{허용지압응력} = 52.500 \text{ kg/cm}^2 \\ &\therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

b) 확대기초의 수평지압응력 검토

$$\begin{aligned} \text{확대기초의 수평지압응력} &= 17.580 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{콘크리트의 허용지압응력} &= 52.500 \text{ kg/cm}^2 < 105.000 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{수평지압응력} &= 17.580 \text{ kg/cm}^2 < \text{허용지압응력} = 52.500 \text{ kg/cm}^2 \\ &\therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

c) PUNCHING SHEAR 검토

$$\begin{aligned} \text{전단응력 } \tau &= 1.655 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{허용전단응력 } \tau_a &= 0.25 \times (1+2/\beta c) \times \sqrt{\sigma_{ck}} < 0.5 \times \sqrt{\sigma_{ck}} \\ &= 10.869 \text{ kg/cm}^2 < 7.246 \text{ kg/cm}^2 \\ \tau_a &= 7.246 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{전단응력 } \tau &= 1.655 \text{ kg/cm}^2 < \text{허용전단응력 } \tau_a = 7.246 \text{ kg/cm}^2 \\ &\therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

iii) 말뚝본체의 응력검토

① 평상시

말뚝본체에 작용하는 응력

$$\begin{aligned} \sigma &= V/A + M \times y/I = 1153.997 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{허용응력} &= 1400.000 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma &= 1153.997 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 1400 \text{ kg/cm}^2 \\ &\therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

② 지진시

말뚝본체에 작용하는 응력

$$\begin{aligned} \sigma &= V/A + M \times y/I = 1332.070 \text{ kg/cm}^2 \\ \text{허용응력} &= 2100.000 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma &= 1332.070 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_a = 2100 \text{ kg/cm}^2 \\ &\therefore \text{O.K.} \end{aligned}$$

7. 총 벽 설계

1) 단면력 계산 (극한가중)

a) 흙벽배면의 단면력 (상시)

$$\begin{aligned} \text{*자 물 하중} \\ \text{모멘트} &= 18.098 \text{ t.m} \\ \text{전단력} &= 6.053 \text{ t} \end{aligned}$$

*토 압

$$\begin{aligned} \text{모멘트} &= 5.126 \text{ t.m} \\ \text{전단력} &= 4.590 \text{ t} \end{aligned}$$

b) 흙벽배면의 단면력 (지진시)

$$\begin{aligned} \text{*흙벽 자중에 의한 관성력} \\ \text{모멘트} &= 1.414 \text{ t.m} \\ \text{전단력} &= 0.824 \text{ t} \end{aligned}$$

*도 압

$$\begin{aligned} \text{모멘트} &= 7.529 \text{ t.m} \\ \text{전단력} &= 6.742 \text{ t} \end{aligned}$$

구조안전성능 자료 _ 고덕교 구조계산서 검토

* 단면력 집계표

구 분		종 배 면	
		상 시	지 진 시
홍벽자중에	Mu (t.m)		1.414
의한 관상력	Su (t)		0.824
차탈 활하중	Mu (t.m)	18.098	
	Su (t)	6.053	
토 압	Mu (t.m)	5.126	7.529
	Su (t)	4.590	6.742
계	Mu (t.m)	23.224	8.943
	Su (t)	10.643	7.566

최대 모멘트 = 23.224 t.m

최대 전단력 = 10.643 t

2) 철근량 계산

극한 모멘트 (Mu) = 2322395.750 kg.cm

극한 전단력 (Su) = 10643.032 kg

단위 폭 (B) = 100.0 cm

유효 높이 (D) = 42.0 cm

피복 두께 (D') = 8.0 cm

*** 소요철근량 계산 ***

극한모멘트 (Mu) = 2322395.750 kg.cm

평형모멘트 (Mb) = $0.85 \times \sigma_{ck} \times A \times B \times (D-A/2) \times 0.85$

= 10912328.000 kg.cm

여기서 $A = K \times X = 23.957$

$\sigma_{ck} < 280$

$K = 0.85$

$\sigma_{ck} > 280$

$K = 0.85 - (\sigma_{ck} - 280) \times 0.007/10$

$X = 6120 \times D / (6120 + \sigma_y) = 28.184 \text{ cm}$

--- Mu < Mb ---

인장철근량 (As) = $Mu / (\sigma_y \times (D - AC/2) \times 0.85) = 22.717 \text{ cm}^2$

여기서 $A = (0.85 \times \sigma_{ck} \times B \times D - \text{SQRT}((0.85 \times \sigma_{ck} \times B \times D)^2 - 2 \times \sigma_{ck} \times B \times Mu)) / (0.85 \times \sigma_{ck} \times B)$

= 3.818 cm

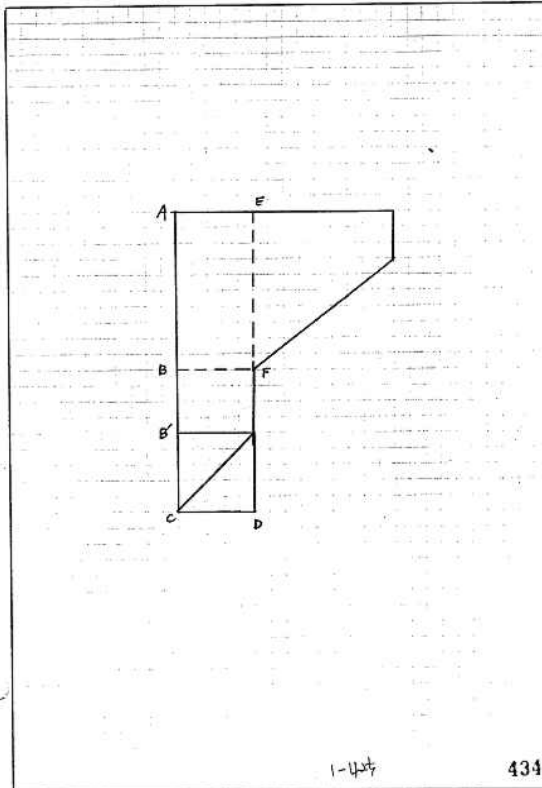
단면철근비 (P) = $As / (B \times D) = 0.005$

최대철근비 (Pmax) = $0.75 \times 0.85 \times \sigma_{ck} \times A / (\sigma_y \times D) = 0.025$

최소철근비 (Pmin) = $14 / \sigma_y = 0.005$

Subject

Date:19



8. 날개벽 설계

정지토압을 사용한다.

정지토압계수 $K_0 = 1 - \sin(\theta) = 0.426$

1) a - b 단면계산

i) 철근량 계산

극한 모멘트 (Mu) = 2803649.250 kg.cm

극한 전단력 (Su) = 10416.805 kg

단위 폭 (B) = 100.0 cm

유효 높이 (D) = 42.0 cm

피복 두께 (D') = 8.0 cm

*** 소요철근량 계산 ***

극한모멘트 (Mu) = 2803649.250 kg.cm

평형모멘트 (Mb) = $0.85 \times \sigma_{ck} \times A \times B \times (D-A/2) \times 0.85$

= 10912328.000 kg.cm

여기서 $A = K \times X = 23.957$

$\sigma_{ck} < 280$

$K = 0.85$

$\sigma_{ck} > 280$

$K = 0.85 - (\sigma_{ck} - 280) \times 0.007/10$

$X = 6120 \times D / (6120 + \sigma_y) = 28.184 \text{ cm}$

--- Mu < Mb ---

인장철근량 (As) = $Mu / (\sigma_y \times (D - AC/2) \times 0.85) = 27.715 \text{ cm}^2$

여기서 $A = (0.85 \times \sigma_{ck} \times B \times D - \text{SQRT}((0.85 \times \sigma_{ck} \times B \times D)^2 - 2 \times \sigma_{ck} \times B \times Mu)) / (0.85 \times \sigma_{ck} \times B)$

= 4.658 cm

단면철근비 (P) = $As / (B \times D) = 0.007$

최대철근비 (Pmax) = $0.75 \times 0.85 \times \sigma_{ck} \times A / (\sigma_y \times D) = 0.025$

최소철근비 (Pmin) = $14 / \sigma_y = 0.005$

1-426

구조안전성능 자료 _ 고덕교 구조계산서 검토

--- P > PMIN 인 경우 ---

$$\text{인장철근량 (As)} = 27.715 \text{ cm}^2$$

$$\text{압축철근량 (Ass)} = 0.000 \text{ cm}^2$$

$$\text{그러므로 사용철근량 As} = D22 \text{ } \phi 12.5 = 30.97 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{설계모멘트강도 } \phi Mn &= 0.85 \times (As \times \sigma_y \times (D-A/2)) \\ &= 3111169.250 \text{ kg.cm} \end{aligned}$$

*** 전단력 검토 ***

$$\text{극한전단력 } Su = 10416.805 \text{ kg}$$

$$\text{콘크리트 전단설계강도 } \phi Sc = 22580.461 \text{ kg}$$

$$1/2 \phi Sc = 11290.230 \text{ kg} > Su = 10416.805 \text{ kg}$$

그러므로 STIRRUP이 필요없다.

< 교좌면 보강철근 계산 >

교 대

1) 직 용 역

$$\text{연 직 하 중} = 218.688 \text{ t}$$

$$\text{수 평 하 중 : ① 교축방향} = \mu N = 0.10 \times 218.688 = 21.869 \text{ t}$$

$$\text{② 교축 직각 방향} = 4.625 \text{ t (중하중 25\% 활동)}$$

$$\frac{B}{D} = \frac{22.000}{2.950} = 7.458 \leq 8$$

$$\begin{aligned} V &= [400 - 20 \left(\frac{B}{D} \right)] \times D \\ &= [400 - 20 \times 7.458] \times 2.950 = 739.978 \text{ kg/m} \\ &= 0.740 \text{ t/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= W \times (L/2) / N \\ &= 0.740 \times (50.0/2) / 4 = 4.625 \text{ t} \end{aligned}$$

2) 연단 거리 검토

$$S = 20 + 0.5L = 20 + 0.5 \times 50.0 = 45.00 \text{ cm} < \text{USE } 45.0 \text{ cm} \therefore 0.5L$$

3) 교좌 장치 하면 보강 철근 (X- 종방향, Y- 횡방향)

- 연직 하중에 의한 수평 철근량

$$\begin{aligned} b_{sx} &= 64 \text{ cm} & b_{sx} &= 84.8 \text{ cm} \\ b_{sy} &= 64 \text{ cm} & b_{sy} &= 153.0 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} b_{cx} &= \min (2b_{sx}, 5b_x) = 169.6 \text{ cm} \\ b_{cy} &= \min (2b_{sy}, 5b_y) = 306 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{교축 방향 } Asx_1 &= \frac{1(1-b_{lx})}{4} \times \frac{P}{\sigma_{sa}} \\ &= \frac{1(1-64/169.6)}{4} \times (218.688 \times 10^3) / 1500 \\ &= 22.7 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

교축 직각 방향

$$\begin{aligned} Asy_1 &= \frac{1(1-b_{ly})}{4} \times \frac{P}{\sigma_{sa}} \\ &= \frac{1(1-64/306)}{4} \times (218.688 \times 10^3) / 1500 \\ &= 28.823 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- 수평 하중에 의한 수평방향 철근량

$$\text{교축 방향 } Asx_2 = Hs / \sigma_{sa} = 21.869 \times 10^3 / 1500 = 14.579 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{교축 직각 방향 } Asy_2 &= Hs / (\sigma_{sa} \times 1.25) = 4.625 \times 10^3 / (1500 \times 1.25) = 2.467 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

- 철근 보강 범위

$$\begin{aligned} b_x &= b_{sx} + b_{sy} = 64 + 153 = 217.0 \text{ cm} \\ b_y &= b_{sy} + b_{sx} = 64 + 84.8 = 148.8 \text{ cm} \end{aligned}$$

- 철근 배근

$$\begin{aligned} \text{교축 방향 } Asx &= Asx_1 + Asx_2 = 37.279 \text{ cm}^2 \\ D19 \text{ 사용시 } n &= 37.279 / 2.865 = 11.267 \text{ EA} \end{aligned}$$

∴ 교축 방향으로 1.9m 범위내에 20-D19 배치 (10cm간격으로 2단 배치)

$$\begin{aligned} \text{교축 직각 방향 } Asy &= Asy_1 + Asy_2 = 31.29 \text{ cm}^2 \\ D19 \text{ 사용시 } n &= 31.290 / 2.865 = 11.271 \text{ EA} \end{aligned}$$

∴ 교축 직각 방향으로 1.9m 범위내에 20-D19 배치 (10cm간격으로 2단 배치)

4) 교좌 받침 콘크리트 보강 철근

교축 방향

$$\begin{aligned} Asx &= Hs / \sigma_{sa} = 21.869 \times 10^3 / 1500 = 14.579 \text{ cm}^2 \\ D19 \text{ 사용시 } n &= 14.579 / 2.865 = 5.089 \text{ EA} \end{aligned}$$

∴ 교축 방향으로 1.2m 내에 13 - D19배치 (10cm간격으로 2단 배치)

교축 직각 방향

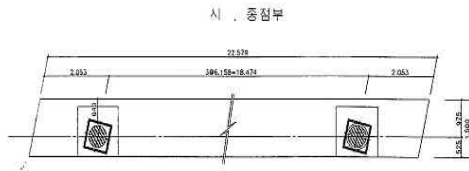
$$\begin{aligned} Asy &= Hs / (\sigma_{sa} \times 1.25) = 4.625 \times 10^3 / (1500 \times 1.25) = 2.467 \text{ cm}^2 \\ D19 \text{ 사용시 } n &= 2.467 / 2.865 = 0.861 \text{ EA} \end{aligned}$$

∴ 교축 직각 방향으로 1.2m 내에 13 - D19배치 (10cm간격으로 2단 배치)

구조안전성능 자료 _ 고덕교 구조계산서 검토

수 연단거리 산출근거

평면도



연단거리경도 (도시 P.572)

$$S = 20 + 0.5L = 20 + 0.5 \times 50.000$$

$$= 45.00 \text{ cm} < 64.00 \text{ cm} \text{ ----- OK !!!}$$

1. 지진해석 결과 교량에 작용하는 수평력 (수평력 = 시하중 변위 $\times$ 0.14)

$$1150.468 \times 0.14 = 218.466$$

· 도로교 시방서 제 V 편 내진설계편 4.5 단경간교의 설계 규정 (P.772)

구	분	종방향 해석 (TON)	횡방향 해석 (TON)	비 고
수	평	218.466 / 4	218.466 / 2	
		= 54.617TON	= 109.233TON	

2. 교량 방향의 수평 하중 결정

지진력에 의한 수평력의 하중 조합 (도·시 P.771)

하중 경우 1.

$$F(x) = 1.0 \times \text{종} + 0.3 \times \text{평} = 54.617 + 32.770 = 87.387$$

하중 경우 2.

$$F(z) = 1.3 \times \text{종} + 1.0 \times \text{평} = 16.385 + 109.233 = 125.618$$

3. 교량 방향 설계 수평력 결정

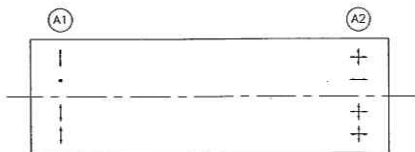
· 허용응력 설계 계수 - 지진하중 = 1.5 : 도·시 제 V 편 내진 설계편 표 4.7.1

교량 방향을 강구조물로 규정

구	분	지진수평력	지진력 / 1.5	비 고
A	1 (종 방향)	87.387	58.258	
	A1 (평 방향)	125.618	83.745	
	A2 (종 방향)	87.387	58.258	
	A2 (평 방향)	125.618	83.745	

4. 방향의 지지력 검토

수 배 치 도



1) 교축방향

$$A_3 = F_x = 58.258 \text{ t} < 84.0 \text{ t} \text{ ----- OK !!!}$$

※경방향 보강 불필요

2) 교축 직각방향

$$A_4 = F_z = 83.745 \text{ t} < 84.0 \text{ t} \text{ ----- OK !!!}$$

※횡방향 보강 불필요