

1..수학 외

1.1.호도법과 60분 법과의 관계

$$\pi rad = 180^\circ \quad l = r\theta \quad S = \frac{1}{2} r^2 \theta = \frac{1}{2} r l$$

1.2.삼각함수

$$\tan \theta = \frac{\sin \theta}{\cos \theta} \quad \text{제곱관계} \quad \sin^2 \theta + \cos^2 \theta = 1$$

$$2\text{배각공식} \quad \sin 2\theta = 2 \sin \theta \cdot \cos \theta, \quad \cos 2\theta = \cos^2 \theta - \sin^2 \theta = 2 \cos^2 \theta - 1 = 1 - 2 \sin^2 \theta$$

$$\text{미분} \quad \sin \theta = \cos \theta, \quad \cos \theta = -\sin \theta$$

1.3.콘크리트 타설작업중 발생하는 붕괴재해

거푸집.동바리 구조를 구성하는

- 1.구조결함
- 2.조립불량
- 3.재료결함
- 4.작업방법

1.4.다리붕괴의 원인 -마이클 킹-

- 1.부실한 상세 설계 부적절한 강재 제작 건설당시 시공부실의 인지 실패
- 2.불충분한 유지관리 결함 발생시 심각성을 깨닫지 못함

1.5.CM의 정의

CMAA(Construction Management Association of America)의 CM의 정의는 CM이란 건설공사의 범위, 기간, 품질, 비용 등을 조정하기 위한 목적으로 계획, 설계, 그리고 공사의 시작과 완료에 이르기까지 적용되는 전문적인 관리과정을 말한다.

2..역학

2.1.直觀(Intuition-Six Sense)

직관이란 본질적으로 한동안에 걸쳐 다소 의식적으로 고찰한 관념을 한순간에 직접적으로 이해하는 종합적인 과정이다.

2.2.材料의 性質

硬度(Hardness) . 剛性(Rigidity) . 彈性 . 塑性 . 韌性 . 脆性 . 等質 . 等方

경도: 재료를 국부적으로 소성변형 시키려는 힘에 대한 저항성

2.3.힘의 단위

힘의 절대단위: $1 \text{ dyne} = 1 \text{ g}(1 \text{ cm} / \text{ sec}^2)$ (질량 1g의 물체에 작용해서 $1 \text{ cm} / \text{ sec}^2$ 의 가속도를 일으키는 힘)

중력단위를 힘(Newton)의 단위로 $1 \text{ kg}(9.8 \text{ m} / \text{ sec}^2) = 9.8 \text{ N} \Rightarrow 1 \text{ kgf}$

2.4.힘의 합성 외

힘의 합성(Composition), 힘의 분해(Resolution), 힘의 합력(Resultant), 힘의 분력(Component)

2.5. 기본 반력.모멘트.처짐.처짐각

	Reaction	Moment	Deflection	Slope Deflection
단순보중앙집중하중	$\frac{P}{2}$	$\frac{Pl}{4}$	$\frac{Pl^3}{48EI}$	$\frac{Pl^2}{16EI}$
단순보집중하중	$\frac{Pb}{l} \quad \frac{Pa}{l}$	$\frac{Pab}{l}$	$\frac{Pa^2b^2}{3lEI}$	$\frac{Pab}{6lEI} (1 + \frac{b}{l})$
단순보두개의대칭 집중하중	P	$\frac{Pl}{3}$	$\frac{23Pl^3}{684EI}$	$\frac{Pl^2}{9EI}$
단순보세개의대칭 집중하중	$\frac{3P}{2}$	$\frac{Pl}{2}$	$\frac{19Pl^3}{384EI}$	
단순보등분포하중	$\frac{wl}{2}$	$\frac{wl^2}{8}$	$\frac{5wl^4}{384EI}$	$\frac{wl^3}{24EI}$
단순보절점모멘트하중	$-\frac{M_A}{l}$	$-\frac{M_A}{l} (l-x)$	$\frac{l^2}{16EI} M_A$	$\frac{l}{3EI} M_A$ $\frac{l}{6EI} M_A$
단순보양단절점 모멘트하중	$-\frac{M_A - M_B}{l}$	$-\left(\frac{M_A - M_B}{l} x - M_A \right)$	$\frac{3l^2}{48EI} (-M_A - M_B)$	
단순보등분포양단절점 모멘트하중			$\frac{5l^2}{48EI} (M_m - 0.1 M_A - 0.1 M_B)$	
고정보중앙집중하중	$\frac{P}{2}$	$-\frac{Pl}{8} \quad \frac{Pl}{8}$ 고정보집중하중 $(\frac{Pa b^2}{l^2}, \frac{Pa^2 b}{l^2})$ $C_{ab} = -\frac{1}{l^2} \sum Pa b^2$ $C_{ba} = -\frac{1}{l^2} \sum Pa^2 b$	$\frac{Pl^3}{192EI}$	
고정보등분포하중	$\frac{wl}{2}$	$-\frac{wl^2}{12} \quad \frac{wl^2}{24}$	$\frac{wl^4}{384EI}$	
캔틸레버끝단집중하중	P	Pl	$\frac{Pl^3}{3EI}$, 중간 $\frac{5Pl^3}{48EI}$	$\frac{Pl^2}{2EI}$
캔틸레버등분포하중	wl	$\frac{wl^2}{2}$	$\frac{wl^4}{8EI}$	$\frac{wl^3}{6EI}$
* $M_m = M_o - \frac{M_A + M_B}{2}$				

2.6. 기본 단면1차모멘트 외

단면 1차모멘트 Statical Moment Geometrical Moment	cm^3	$\begin{matrix} + \\ - \end{matrix}$	S	$S = \int_{(A)} y \cdot dA \quad S = yA$	도심 전단응력도 구조물의 안정도
도심 Center of Figure Centroid	cm		G	$G = \frac{S}{A} \quad \delta = y - \frac{A_2}{A_1 + A_2}$	
단면 2차모멘트 Moment of Inertia	cm^4		I	$I = \int_{(A)} y^2 dA \quad I_x = I_{x_o} + y_o^2 A$	단면계수 단면 2차반경 단면극 2차모멘트 단면주 2차모멘트 휨응력도 전단응력도 처짐량 강비 좌굴하중
단면 계수 Section Modulus	cm^3		Z	$Z = \frac{I}{y}$	휨재가 모멘트에 저항하는 강약을 구하는 계수
단면 2차반경 Radius of Gyration	cm		i	$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$	압축재가 좌굴에 저항하는 강약을 구하는 계수
단면극 2차모멘트 Polar ---	cm^4		I_p	$I_p = \int_{(A)} r^2 dA = I_x + I_y = I'_x + I'_y$	비틀림응력도
단면상승모멘트 Product ---	cm^4	$\begin{matrix} + \\ - \end{matrix}$	I_{xy}	$I_{xy} = \int_{(A)} xy dA \quad I_{xy} = xyA$ $I_{xy} = I_{x_o y_o} + xyA$	단면 2차모멘트 압축재의 설계
단면주 2차모멘트 Principal ---	cm^4		I_n	$I_{\max} = \frac{1}{2}(I_x + I_y) + \frac{1}{2}\sqrt{(I_x - I_y)^2 + 4I_{xy}^2}$ $\tan 2\theta = \frac{2I_{xy}}{I_y - I_x}$ $I_{xy} > 0, I_{\max} = I'_y$ $I_{xy} < 0, I_{\max} = I'_x$	단면최소 2차반경
단면최소 2차반경 Minimum ---	cm		i_n	$i_{\min} = \sqrt{\frac{I_{\min}}{A}}$	

2.7. 휨응력도의 일반식(Navier's Theorem)

크기는 중립면에서 떨어진 거리 y 에 정비례하여 직선적으로 분포한다.

$$1. \frac{\Delta d}{d} = \frac{y}{\rho}, \quad \varepsilon = \frac{y}{\rho} \quad \sigma = E\varepsilon, \quad \sigma = E \frac{y}{\rho} = \frac{E}{\rho} y, \quad \frac{\rho}{y} = \frac{E}{\sigma}$$

$$2. M = \int_A \sigma \cdot dA, y = \int_A \frac{E}{\rho} y^2 dA = \frac{E}{\rho} \int_A y^2 dA = \frac{E}{\rho} I, \quad M = \frac{E}{\rho} I, \quad \frac{E}{\rho} = \frac{M}{I}, \quad \frac{\sigma}{y} = \frac{M}{I}, \quad \sigma = \frac{M}{I} y$$

2.8. 전단응력도의 일반식

$$\sigma = \frac{M}{I} y$$

$$\sigma + d\sigma = \frac{M}{I} y + \frac{dM}{I} y = \frac{M + dM}{I} y$$

$$v b dx = \int_{y_1}^{y_c} (\sigma + d\sigma) dA - \int_{y_1}^{y_c} \sigma dA = \int_{y_1}^{y_c} \frac{(M + dM)}{I} y dA - \int_{y_1}^{y_c} \frac{M}{I} y dA$$

$$= \int_{y_1}^{y_c} \frac{dM}{I} y dA = \frac{dM}{I} \int_{y_1}^{y_c} y dA$$

$$v = \frac{dM}{I b dx} \int_{y_1}^{y_c} y dA$$

$$v = \frac{QS}{Ib}$$

2.9.主應力

$$\text{主應力 크기: } \sigma'_{\max} = -\frac{\sigma_b}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_b^2 + 4v^2} \quad \sigma'_{\min} = -\frac{\sigma_b}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_b^2 + 4v^2}$$

$$\text{主應力面: } \tan 2\theta = -\frac{2v}{\sigma_b}$$

$$\text{主剪斷應力の 크기: } v'_{\max} = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_b^2 + 4v^2} \quad v'_{\min} = \frac{1}{2} \sqrt{\sigma_b^2 + 4v^2}$$

2.10. 지지조건에 따른 압축재의 유효좌굴길이(Effective Buckling Length)

	고정	핀	핀	고정자유	자유	고정자유
	고정	고정	핀	고정	고정	핀
이론치	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
추장치	0.65	0.8	1.2	1.0	2.1	2.0

2.11.옹벽의 안전성

1.顛倒(Over-Turning) 滑動(Sliding) 지반의 지지력(Soil Bearing Capacity)

2.12.구조물의 해법

01. 탄성곡선법			
02. 모멘트면적법	Moment Area Method		
03. 탄성하중법	Method of Elastic Load	Mohr의 정리	
04. 가상일법1.2	Method of Virtual Work	단위하중법 응력법	부정정
05. Castigliano의 정리1.2	Method of Least Work	최소일법 응력법	트러스아아치
06. 변형일치법	Deformation Method		
07. 삼연모멘트법	Three Moment Method	Clapeyron의 方程式	
08. 처짐각법	Slope Deflection Method	변각법.요각요도법	
09. 고정모멘트법	Moment Distribution Method	모멘트분배법 CROSS법	부정정라아멘
10. 2회분배법			
11. 포탈법			
12. 계수법			
13. 매트릭스해법			

3..철근콘크리트

3.1.철근콘크리트의 장단점

1.장점: 조형성 . 내구성 . 차음성 . 내진성 . 경제성 . 유지관리

2.단점: 강도에 비하여 무겁다(강도는 철강재료가 10-15배) . 콘크리트의 인장강도 . 건조수축
과 크리프 . 거푸집과 지주의 사용

3.2.콘크리트의 구성재료

+골재+물+혼화재(유동성, 응결속도, 동결융해 저항성능 개선)

3.3.시멘트의 성질을 결정하는 요인

재료의 배합비 . 소성온도 . 분말도

포틀랜드 시멘트1종: 보통콘크리트

포틀랜드 시멘트2종: 중용열콘크리트

포틀랜드 시멘트3종: 조강용콘크리트

3.4.골재

콘크리트에서 골재의 비율 70-75% . 크기가 고르고 밀실하게 다져질수록 강도와 내구성이 커짐 .

(잔골재)85%≤콘크리트 체규격 5mm≤85%(굵은골재)

3.5.콘크리트의 강도

시멘트의 종류 . 골재 . 물시멘트비 . 운반 . 타설 . 다짐 . 양생조건 및 기간 . 콘크리트의 재령

3.6.콘크리트의 압축강도와 탄성계수

접선탄성계수(Initial Tangent Modulus): 초기 선형상태의 기울기

할선탄성계수(Secant Modulus): 임의의 응력상태를 잇는 직선의 기울기

變形度軟化(Strain Softening): 변형도는 증가하나 응력은 떨어지는 현상

$$E_c = 0.136 W_c^{1.5} \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2 \quad E_c = 15,000 \sqrt{f'_c} \text{ kg/cm}^2$$

3.7.콘크리트의 인장강도

압축강도의 8-15%

3.8.콘크리트의 인장시험방법

1.직접인장시험 휨강도시험 $f_r = \frac{6M}{bh^2}$ 쪼갬시험 $f_{sp} = \frac{2P}{\pi dl}$

휨인장강도 $f_r = 2\sqrt{f'_c}$

3등분 재하에 의한 휨인장강도는 쪼갬인장강도의 1.5배, 직접인장강도의 2배

3.9.콘크리트강도의 통계처리

i	조간격	중간치 x_i	빈도 f_i	D_i $(= \frac{x_i - x_o}{w})$	$f_i D_i$	$f_i D_i^2$
1						
2						
3						
⋮						
⋮						
⋮						
	합계		---		---	---

x_i 강도, f_i 조 빈도수, $D_i = \frac{x_i - x_o}{w}$, x_o 기준값, w 조사이의 폭

$$\text{평균치 } x = x_o + \frac{w \sum f_i D_i}{\sum f_i} (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\text{소요평균압축강도 } f'_{cr} = f'_c + 1.3S (\text{kgf/cm}^2)$$

$$f'_{cr} = f'_c + 2.33S - 35 (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\text{표준편차(Standard Deviation) } S = w \sqrt{\frac{\sum f_i D_i^2 - (\sum f_i D_i)^2 / \sum f_i}{n-1}} (\text{kgf/cm}^2)$$

변동계수(Coefficient of Variation)

$$V = \frac{S}{X} \quad (V \leq 10 \text{ 매우 우수한 품질관리, } V = 15 \text{ 보통수준의 관리, } V \geq 20 \text{ 부실한 관리})$$

3.10. 건조수축과 크리이프

1. 수화된 시멘트페이스트에서 연유
2. 시간종속적인 체적변형
3. 변형도-시간 곡선이 매우 유사
4. 0.0004-0.001 정도의 변화
5. 부분적으로 복원이 가능

건조수축은 구조체에 응력을 유발, 크리이프는 응력을 이완

3.11. Drying Shrinkage

1. 수화된 시멘트에 흡착되었던 수분이 증발하여 콘크리트에 생기는 체적변형
2. 콘크리트와 주위의 상대습도의 차이에서 기인
3. 골재의 함량과 성질은 건조수축에 크게 영향
4. 콘크리트중 물의 함량은 수축과 선형으로 비례
5. 잘 양생된 콘크리트가 더 빨리 수축하나 높은 강도를 가지므로 수축균열은 일으키지 않는다.

3.12. 크리이프

경화된 콘크리트에 지속하중이 작용할 때 생기는 시간 종속적인 변형도

1. 기본크리이프: 콘크리트와 주위와의 수분이동이 차단된 상태에서 생기는 시간 종속적인 변형

도

2.건조크리이프: 기본크리이프에 건조에 의한 변형도가 추가된 것

영향을 끼치는 요인: 강도 . 재령 . 상대습도 . 골재 . 온도

3.13.선팽창계수 및 탄성계수

콘크리트 $1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ 강재 $1.2 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$ (규준 $1 \times 10^{-5} / ^\circ\text{C}$)

彈性係數(Modulus of Elasticity): 비례한도 안에서 응력의 변형도에 대한 비례 - 영계수(Young's Modulus)

$$E_s = 2.1 \times 10^6 (\text{kgf} / \text{cm}^2), \quad E_c = 1.4 \times 10^5 (\text{kgf} / \text{cm}^2) = 15,000 \sqrt{f'_c} \text{kgf} / \text{cm}^2$$

$$\text{탄성계수비 } n = \frac{E_s}{E_c} = 15$$

3.14.이형철근 단면적

0.7133	2.865	6.424
1.267	3.871	7.942
1.986	5.067	9.566

3.15.구조설계의 목적

안전 . 사용 . 경제

3.16.구조설계의 순서

- 1.구조형태의 선정
- 2.설계하중의 계산
- 3.부재응력과 소요강도의 계산
- 4.부재단면과 보강방법의 결정
- 5.구조성능의 검토(처짐.진동.피로.비틀림.온도응력.부동침하)
- 6.최종검토 - 구조해석을 위한 골조의 단순화 또는 모델화를 위하여 전제한 조건이 최종 설계에서 만족되고 있는가(최종하중.변형제한.부재의 적합성)

3.17.許容應力設計法.極限強度設計法

許容應力設計法(Working Stress Design Method)과 極限強度設計法(Ultimate Strength Design Method)

탄성설계법은 파괴하중에 안전율을 곱한 허용응력을 사용하여 설계응력이 허용응력 이내가 되도록 설계하는 방법이고, 극한강설계법은 실하중에 하중계수를 곱한 하중을 작용시켰을 때 그 부재가 파괴되지 않고 하중을 제거하였을 때 원형대로 복귀하는가의 여부로 부재를 결정하는 방법

3.18.허용응력 설계시 가정

- 1.콘크리트와 철근은 Hooke의 법칙을 따라, 응력과 변형도가 선형 비례하며, 제하시 잔류변형이 생기지 않는다.
- 2.콘크리트와 철근의 부착은 완전하여 하중 작용시 상대적인 미끄러짐이 생기지 않는다.
- 3.콘크리트와 철근에 생기는 응력은 규정된 허용응력의 값을 초과하지 않는다.

3.19.허용응력 설계법이 실용적인 방법이 되지 못하는 이유

- 1.콘크리트는 시멘트, 골재, 물의 복합체로서 균질하지 못하며, 크리프와 건조수축의 영향을

받는다.

2.응력이 생기기 전에도 미세균열이 콘크리트 내에 존재하며, 하중 작용시 응력-변형도 곡선은 실제로 선형이 아니다.

3.콘크리트와 철근의 부착은 완전하지 않으며, 부분적인 미끄러짐이 일어난다.

4.전체 구조재의 콘크리트를 동일하게 유지할 수 없다.

3.20.한계상태

1.극한한계상태(Ultimate Limit State): 구조체의 전체 또는 부분이 붕괴되어 하중지지능력을 잃는 상태

2.사용한계상태(Serviceability Limit State): 구조체가 붕괴되지는 않았으나 구조기능의 저하로 사용에 매우 부적합하게 되는 상태

$$\phi R_n \geq \sum \alpha_i Q_i \quad i=1,2,3 \dots$$

Strength Reduction Factor, Nominal Strength, Load Factor,

설계강도 $\phi R_n \geq$ 소요강도 U

3.21.하중기호

1.D=고정하중 L=적재하중 L_R =지붕적재하중 S=적설하중 W=풍하중

2.E=지진하중 R=초기 빗물이나 얼음으로 생기는 하중

3.T=온도변화.건조수축.습도변화.크리프 및 부동침하 등으로 생기는 자체 변형력

4.H=수평토압.지하수압 F=명확한 압력과 최대고도를 갖는 유체흐름으로 인한 하중

5.P=Ponding현상에 의한 하중 및 외력 등의 효과

3.22.하중계수와 소요강도

$$U=1.4D+1.7L$$

$$U=0.75(1.4D+1.7L+1.7W<1.1E>)$$

$$U=0.9D+1.3W<1.1E>$$

$$U=1.4D+1.7L+1.7H$$

$$U=0.9D+1.7H$$

$$U=0.75(1.4D+1.4T+1.7L)$$

$$U=1.4(D+T)$$

적설하중S: L대신 (L+S)

충격하중I: L대신 (L+I)

유체의 압력F: L이 포함된 하중에 1.4F 추가

3.23.강도저감계수

1.축하중이 없는 휨 0.9

2.축하중 및 휨을 받는 축하중

1)축인장 및 휨을 받는 축인장 0.9

2) 축압축 및 힘을 받는 축압축

a. 나선철근 보강 0.75

b. 기타 0.7

3. 전단 및 비틀림 0.85

4. 콘크리트 지압 0.7

5. 무근콘크리트 휨 0.65

3.24. 설하중

$$S = P \times Z_s \times C_s$$

S : 지붕설하중(kg/cm²)P : 눈의 설계용 평균 단위중량(적설1cm당 kg/cm²)Z_s: 설계용 지상적설 깊이(cm)C_s: 지붕의 경사, 형상 등에 의한 계수

3.25. 눈의 평균 단위 중량

지상적설 깊이(cm)	평균단위중량(적설깊이1cm당 kg/cm ²)
50이하	1.0
100	1.5
150	2.0
200이상	3.0

적설기간이 1개월 미만일 때 풍하중이나 지진하중과의 조합에서 적설하중은 고려하지 않으며, 3개월 이상일 때 적설하중의 1/2을 고려하며, 중간기간에서는 직선보간으로 적설하중을 가산

3.26. 풍하중

$$P = p \cdot A \text{ (kg)}$$

$$\text{풍압 } p = C \cdot q \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad C = \text{풍력계수} \quad q = \text{설계속도압 (kg/cm}^2\text{)}$$

1. 유효풍압은 50kg/m²이상, 구조부분에 대하여서는 80kg이상규정

2. 풍하중에 의하여 건물에 생기는 전도모멘트(Overturning Moment)는 건물의 고정하중에 의하여 반대방향으로 작용하는 안정모멘트 값의 2/3을 넘어서는 안되며 넘을 때는 초과분에 대하여 정착장치

3.27. 지진하중

$$3.27.1. V = \frac{AICS}{R} W$$

A=지역계수 I=중요도계수 C=동적계수 S=지반계수 R=반응수정계수

W=건축물의 전중량

$C = \frac{1}{1.2\sqrt{T}}$ 동적계수는 1.5를 초과하는 경우에는 1.5로 하고, 동적계수와 지반계수의 곱이 1.7S를 넘을 경우에는 1.7S로 한다. T=건물의 기본진동주기

W 창고나 그와 유사한 용도의 건축물에서는 적재하중의 1/4을 포함시킨다.

3.27.2.고유치 해석법

고유치 해석법에 의한 기본진동주기가 다음의 식들에 의한 기본진동주기에 1.2를 곱한 값을 초과하는 경우에는 1.2를 곱한 값으로 한다.

$$1. \text{철골모멘트골조: } T = 0.0085 (h_n)^{0.75}$$

$$2. \text{철근콘크리트 모멘트골조: } T = 0.06 (h_n)^{0.75}$$

$$3. \text{그 이외의 구조: } T = \frac{0.09 h_n}{B}$$

h_n 은 밑면으로부터 최상층 까지 건축물의 높이

B 는 지진하중이 작용하는 방향의 밑면에서의 건축물 평면치수(m)

3.27.3.x층의 층지진하중

$$F_x = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V$$

k 는 기본진동주기 T 에 따라

$$k=1.0 \quad T \leq 1.0 \text{초}$$

$$k=1.5 \quad 1.0 < T \leq 2.0 \text{초}$$

$$k=2.0 \quad T > 2.0 \text{초}$$

3.27.4.x층의 층전단력

$$x \text{층의 층전단력 } V_x = \sum_{i=x}^n F_i \quad \text{전도모멘트 } M_x = \rho \sum_{i=x}^n F_i (h_i - h_x)$$

ρ 는 감소계수로 건물의 최상층으로부터 10층까지는 1.0, 20층 이하에는 0.8, 최상층으로부터 11층에서 19층까지는 층수에 따라 직선보간

수평 비틀림모멘트는 건물의 重心과 剛心간의 편심거리에 층전단력을 곱하여 산정되는 비틀림모멘트와 해석방향의 직각방향 평면치수의 5%에 해당하는 우발편심에 층전단력을 곱하여 산정되는 우발 비틀림모멘트의 합으로 한다.

3.27.5.수평변위량의 차이

層間變位는 임의의 층에서 기둥의 상부와 하부의 수평변위량의 차이

$$\delta_x = R \cdot \delta_{xe}$$

δ_x 는 x 층의 수평변위량, δ_{xe} 는 탄성해석에 따라 구한 x 층의 수평변위량

임의의 층에서 층간변위는 그 층 높이의 0.015배 이하로 한다.

3.28.휨재의 구조해석을 위하여 다음과 같이 가정

1. 횡재에서 단면의 평면은 부재가 휨 다음에도 평면을 유지한다.
2. 철근에 생기는 변형도는 같은 위치의 콘크리트에 생기는 변형도와 같다.
3. 철근과 콘크리트의 응력은 철근과 콘크리트의 응력-변형도로부터 계산할 수 있다.

휨의 4배 이하가 되는 벽보나 춤이 큰 보에서는 아치작용이 횡작용보다 커지기 때문에 적용할 수 없다.

Concrete의 인장강도는 사인장력의 경우(부착.처짐포함)를 제외하고 이것을 무시한다.

산정단면에 대하여 직교하지 아니한 철근에 대하여는 그 단면적에 $\cos\theta$ 를 곱한 것을 유효 단면적으로 한다.

3.29. 횡설계시 다음과 같이 가정

1. 콘크리트는 인장응력을 지지할 수 없다.
2. 콘크리트는 압축변형도가 0.003에 도달했을 때 파괴된다.
3. 콘크리트의 압축응력도-변형도 관계는 시험결과에 따라 장방형, 사다리꼴 또는 포물선 등으로 가정할 수 있다.

3.30. 평형보(Balanced Beam)

1. $C_b = \frac{6300}{6300 + f_y} d$
2. $a_b = \beta_1 C_b$
 - 1) $f'_c \leq 280 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta_1 = 0.85$
 - 2) $f'_c > 280 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \beta_1 = 0.85 - (0.008) \frac{(f'_c - 280)}{10} \geq 0.65$
3. $C_b = 0.85 f'_c a_b b$, $T_b = P_b b d f_y$
4. $P_b = 0.85 \beta_1 \frac{f'_c}{f_y} \frac{6300}{6300 + f_y}$
5. $P_{\max} = 0.75 P_b$, $P_{\min} = \frac{14}{f_y}$

3.31. 단근장방형보(Singly Reinforced Beam)

1. $C = 0.85 f'_c a b$, $T = A_s f_y$
2. $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$
3. $\Phi M_n = \Phi A_s f_y (d - \frac{a}{2}) = \Phi P f_y b d^2 (1 - 0.59 \frac{P f_y}{f'_c})$

3.32. 복배근의 필요성

1. 설계강도를 크게 할 수 있다.
2. 장기처짐의 감소
3. 연성의 증진
4. 철근조립의 편의

3.33. 복근장방형보(Doubly Reinforced Beam)

$$\epsilon_s = (\frac{c-d'}{c}) 0.003$$

$$\text{압축철근이 항복하는 한계값 } (\frac{d'}{a}) \lim = \frac{1}{\beta_1} (1 - \frac{f_y}{6300})$$

1. 압축철근이 항복상태에 이른 경우

$$a = \frac{(A_s - A'_s) f_y}{0.85 f'_c b}$$

$$M_n = A'_s f_y (d - d') + (A_s - A'_s) f_y (d - \frac{a}{2})$$

2. 압축철근이 항복하지 않는 경우

$$(0.85 f'_c b) a^2 + (0.003 E_s A'_s - A_s f_y) a - (0.003 E_s A'_s B_1 d') = 0$$

$$M_n = C_s (d - d') + C_c (d - \frac{a}{2})$$

3.34. 최대철근비

1. 단근장방형보: $P_{max} = 0.75 P_b = 0.75 \left(0.85 B_1 \frac{f'_c}{f_y} \times \frac{6300}{6300 + f_y} \right)$

2. 단근T형보: $P_{max} = 0.75 \left[\frac{b_w}{b} (P_b + P_f) \right]$

3. 복근장방형보: $P_{max} = 0.75 P_b + P_f \frac{f_{sb}}{f_y}$

3.35. T형보의 有效幅

1. $B = 16t + b$ $B =$ 양측 Slab의 중심거리 $B = 1/4 * (\text{부재의 Span})$

2. $B = 6t + b$ $B =$ 부재의 외측으로부터 Slab 중심까지의 거리 $B = 1/12 * (\text{부재의 Span})$ 중 제일 작은 값

3.36. T형보

1. 중립축이 플랜지에 위치하는 경우: 단근장방형보 해석방법

2. 중립축이 웨브에 위치하는 경우:

1) $A_{sf} = \frac{0.85 f'_c (b - b_w) h_f}{f_y}$ $M_{n1} = A_{sf} f_y (d - \frac{h_f}{2})$

2) $a = \frac{(A_s - A_{sf}) f_y}{0.85 f'_c b_w}$ $M_{n2} = (A_s - A_{sf}) f_y (d - \frac{a}{2})$

3) $M_n = A_{sf} f_y (d - \frac{h_f}{2}) + (A_s - A_{sf}) f_y (d - \frac{a}{2})$

3.37. 보의 설계과정

1. 재료의 강도결정

2. 단면산정(유효휨은 보폭의 2-3배가 경제적, 실제 1.5-2.5배 설계)

3. 철근량 산정($A_s, min = P_{min} b d$ 보다 작은 경우 33% 늘리거나 최소철근 단면적으로)

4. 배근방법결정(지름이 작은 철근은 인장응력을 분산시켜 균열방지에 유리, 지름이 큰 철근은 부착배면적이 감소하고 응력이 집중)

3.38. 보의 피복두께 및 철근간격

1. 피복 4cm 이상

2. 철근간격 db, 굵은골재 최대치수 4/3 이상, 2.5cm 이상

3. 이단간격 2.5cm 이상

3.39. 처짐(유효 휨강성)

$$M_a \rightarrow I_g \rightarrow M_{cr} \rightarrow \frac{M_{cr}}{M_a} < 1 \rightarrow I_{cr} \rightarrow I_e \rightarrow I_e \rightarrow \Delta \rightarrow \lambda$$

$$1. \text{균열모멘트 } M_{cr} = \frac{f_r I_g}{y_t}$$

$f_r = 2\sqrt{f_c}$ (휨 파괴강도), I_g (보의 전단면에 대한 단면2차모멘트),
 y_t (도심에서 인장측 외단까지의 거리)

2. 작용모멘트가 균열모멘트 이상되는 경우 보의 유효단면2차모멘트

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr}$$

M_a (단면2차모멘트가 계산되는 부분에서의 최대모멘트),

$$I_{cr} \text{ (균열단면의 단면2차모멘트)}, k = np \left(\sqrt{1 + \frac{2}{np}} - 1 \right)$$

3. 약산식

1) 양단이 연속인보: 평균 $I_e = 0.7 I_{em} + 0.15 (I_{e1} + I_{e2})$

2) 한단이 단순지지이고 다른단은 연속인보: 평균 $I_e = 0.85 I_{em} + 0.15 (I_{e.com})$

I_{em} (보의 중앙에서의 I_e), I_{e1}, I_{e2} (보의 양단에서의 I_e), $I_{e.com}$ (보의 연속되는 단부에서의 값)

$$4. \text{장기처짐 } \lambda = \frac{\xi}{1 + 50 \rho} \quad \xi \text{ (시간경화계수)}$$

3.40. 최대허용처짐

I/180 즉시처짐(적재하중)	평지붕
I/360 즉시처짐(적재하중)	바닥
I/240 장기처짐+즉시처짐	지붕.바닥(손상될 염려가 없는 비구조요소를 지지 또는 부착)
I/480 장기처짐+즉시처짐	지붕.바닥(손상되기 쉬운 비구조요소를 지지 또는 부착)

3.41. 균열

1. 균열의 원인: 수화열. 건조수축. 부착. 부동침하. 철근부식

2. 철근과 균열: 균열 폭은 철근의 응력과 지름에 비례하고 철근비에 반비례한다.

3. Gergely Lutz Equation:

$$\omega = 0.00108 \beta f_s \sqrt[3]{d_c A} \quad \omega = \text{균열폭 (단위 0.01mm)}$$

β = 도심에서 보 밑까지의 거리를 도심에서 철근까지의 거리로 나눈 값 (대략 1.2~1.4)

$$4. \text{휨철근의 배근 제한량 } Z = f_s \sqrt[3]{d_c A}$$

옥내: $Z \leq 31,000 \text{ kg/cm}$, 옥외: $Z \leq 24,000 \text{ kg/cm}$

$$f_s = 0.6 f_y \text{ (사용하중 상태에서의 철근의 응력)}$$

$A = (\text{보폭에 도심까지 거리의 2배를 곱한 값}) / \text{갯수}$

3.42. 휨전단의 구조거동

전단의 복합작용에 의한 철근콘크리트부재의 구조거동은 오랜 기간동안 연구되어 왔으나, 구조해석과 설계에서 만족할 만한 이론적 근거가 정립되지 못하고 있으며, 대부분의 규준에서는 실험결과로부터 얻은 경험적 설계식들이 사용되고 있다.

3.43. 균열

휨균열. 휨전단균열. 사인장균열

3.44. 應力軌跡

3.45. Shear Span

걸쳐 전단력이 일정한 것(전단력에 의한 균열발생과 파괴형태에 영향)

3.46. 전단스팬에 따른 파괴형태

$a > 2.5d$ 사인장파괴(Diagonal Tension Failure)

$a = d \sim 2.5d$ 전단압축파괴(Shear Compression Failure)

$a < d$ 쪼갬파괴(Splitting)

3.47. 전단균열된 보의 거동

$$V = V_c + V_{ay} + V_d$$

V_c : 콘크리트가 지지하는 전단력

V_{ay} : 골재의 맞물림(Interlock)작용에 의하여 전단되는 전단력

V_d : 인장철근의 장부작용(Dowel Action)에 의한 전단력

3.48. 보작용과 아치작용

j d가 일치하지 않은 경우

$$dM = dTjd + Td(jd) \quad jd \text{가 일정한 경우 첫 항만 남음}$$

$$V = jd \frac{dT}{dx} + T \frac{d(jd)}{dx} \quad T \text{가 일정한 경우 둘째 항만 남음}$$

전단력이 인장력 T 와 jd 의 경사가 이루는 아치작용에 의하여 지지

3.49. 전단보강된 전단균열된 보의 거동

$$V = V_c + V_{ay} + V_d \text{ (스트럽이 지지하는 전단력)}$$

3.50. 전단보강된 보의 트러스이론

중립축 상부의 압축콘크리트는 상현재, 하단의 인장철근은 하현재, 보강철근은 웨브의 인장재, 사인장 균열과 나란히 이루어지는 콘크리트의 압축대는 웨브의 압축재로 구성된 트러스에서 부재력은 절점이 편집 합이라는 가정을 도입하여 절점의 평형조건으로 구할 수 있다는 이론

3.51. 콘크리트의 전단강도

1. 전단력과 휨모멘트가 작용하는 부재

2. 축력도 함께 작용하는 부재

3.52. 최소전단보강

1. 배근규정 예외

1) 슬라브와 기초판

2) 장선구조물

3) 보의 전체 총이 25cm, 플랜지 두께의 2.5배 또는 웨브폭의 1/2중 최대값 이하인 보

2. 콘크리트의 전단강도

전단력과 휨모멘트가 작용하는 부재 $V_c = (0.53\sqrt{f'_c}) b_w d$,

$$V_c = \left(0.53\sqrt{f'_c} + 176 \rho_w \frac{V_u d}{M_u} \right) b_w d$$

축력도 함께 작용하는 부재

$$1) \text{축압력이 작용하는 부재 } V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{140 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$2) \text{축인장력이 작용하는 부재 } V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35 A_g} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$3. \text{전단보강근의 최소단면적 } A_v = 3.5 \frac{b_w s}{f_y}$$

4. 전단보강근의 기준 항복강도 f_y 는 4,000kg/cm²을 초과할 수 없다.

3.53. 전단강도 V_s

$$\text{배근된 스트럽 } V_s = \frac{A_v f_y d}{s} \quad \text{경사지게 배근된 스트럽 } V_s = \frac{A_v f_y d}{s} (\sin \alpha + \cos \beta)$$

어느 경우에도 $2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$ 의 값을 초과하지 않도록 규정

3.54. 소요 전단강도에 의하여 계산되는 스트럽 간격

$$\text{수직스트럽: } s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c}$$

$$\text{경사스트럽: } s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c} (\sin \alpha + \cos \beta)$$

스트럽의 최대간격은 $V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d$ 일 때

$$s_{\max} = \frac{A_v f_y}{3.5 b_w}$$

$$s_{\max} = \frac{d}{2} \text{ 중 작은 값으로 } V_s \text{가 } V_s \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_w d \text{를 초과하는 경우에는 } s_{\max} = \frac{d}{2} \times \frac{1}{2}$$

3.55. 보의 전단설계에서의 최대전단력

1. 지지점에서 거리 d 이내에 작용하는 하중은 균열에 교차되는 스트럽에 어떤 영향을 주지 않고 직접 하중작용점과 지지점 사이에 형성되는 압축대에 의하여 전달되므로, 전단설계에서 이 부분에 대한 전단응력은 고려하지 않아도 된다.
2. 인장력에 의하여 지지되는 보에서는 전단력의 최대지점을 지지점에 면한 곳으로 하여야 한다.

3.56. 보의 전단설계

1. 계수하중 W_u 계수전단력 V_u d 만큼 떨어진 계수전단력 $V_{u,d}$
2. 콘크리트전단강도 $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$ $\phi(0.5 V_c)$ 를 넘는 구간은 최소전단보강
3. A_v $s = \frac{0.85 A_v f_y d}{V_u - \phi V_c} \leq \frac{d}{2}$ 스트럽의 최대간격 확인

3.57. 전단마찰설계

철근의 인장력이 균열된 두 콘크리트에 압축력을 가하여 균열면에서 콘크리트의 마찰계수와 상승작용을 하여 전단력을 저항하도록 하는 것

설계: $R_u \rightarrow T_u \rightarrow V_u \rightarrow N_u \rightarrow A_{uf} \rightarrow A_n \rightarrow A_s$

$$1. \text{전단마찰보강근이 전단면과 직각일 때 } V_n = A_v f_{yu}, \quad A_v = \frac{V_u}{\phi f_{yu}}$$

2. 전단마찰보강근이 전단면과 α_f 의 각도로 경사질 때 $V_n = A_{vf} f_y \mu (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)$,

$$A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y (\mu \sin \alpha_f + \cos \alpha_f)}, \quad V_n \text{은 } 0.2 f'_c A_c \text{ 또는 } 56 A_c (\text{kg단위}) \text{이하}$$

3. 전단면에 직각방향으로 계수인장력 N_u 가 작용할 때 전단마찰보강근에 추가하여

$$A_n = \frac{N_u}{\phi f_y}$$

μ

일체로 타설된 콘크리트	1.4 λ
일부러 거칠게 만든 굽은 콘크리트 면위에 타설된 콘크리트	1.0 λ
거칠게 처리하지 않은 굽은 콘크리트 면위에 타설된 콘크리트	0.6 λ
보강 스티드나 철근에 의하여 압연구조 강재에 정착된 콘크리트	0.7 λ
일반콘크리트 $\lambda=1.0$, 자연모래 경량콘크리트 $\lambda=0.85$, 모든골재가 경량콘크리트 $\lambda=0.75$, 보강근의 항복강도는 $4,000\text{kg/cm}^2$ 이하	

3.58. 춤이 큰 보의 설계

3.58.1. 춤이 큰 보

1. $I_n < 5d$ 이고 하중점과 지지점 사이에 경사진 압축대에 의하여 힘이 전달되는 부재(a/d 또는 M/Vd (하중이 등분포인 보)가 1이하인 보에서는 자유물체도와 같이 콘크리트의 압축대와 압축축이 각각 경사재와 상현재, 인장철근이 하현재를 이루는 아아치 작용에 의하여 가능)
2. 종립축이 보의 중간에서 인장축에 가깝게 생기고 응력과 변형도도 비선형 분포
3. 휨 변형 전에 축에 직각인 단면은 휨 변형 후에도 그대로 유지된다는 평면유지의 가정이 통용되지 않는다.
4. 휨보다 전단이 더 큰 비중(전단강도가 일반보에 비하여 2-3배정도 크다).

3.58.2. 규준적용 및 설계

1. 강도저감계수 $\phi = 0.9$

응력중심거리 $jd = 0.8d$ (하중이 벽체 상부에 작용하는 경우)

응력중심거리 $jd = 0.4d$ 나 $jd = 0.5d$ (하중이 벽체 하부에 인장형태로 작용하는 경우)

2. 측면의 수직 및 수평 철근량은 전단 보강에 필요한 양 또는 벽체 최소 철근량 이상
3. 인장철근은 아아치작용에 의한 인장에 부착파괴가 생기지 않도록
4. 부재의 공칭강도는:

$$1) I_n/d < 2 \text{ 일 때 } V_n = 2.1 \sqrt{f'_c} b_w d$$

$$2) 2 \leq I_n/d \leq 5 \text{ 일 때 } V_n = 0.18 \left(10 + \frac{I_n}{d} \right) \sqrt{f'_c} b_w d$$

5. 전단에 대한 위험단면: 등분포하중에서 $0.15 I_n$, 집중하중에서 $0.5a$ 로 어느 경우나 d 이하

6. 콘크리트의 전단강도 $V_c = 0.53 \sqrt{f'_c} b_w d$,

$$V_c = (3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d}) (0.5 \sqrt{f'_c} + 176 \rho \frac{V_u d}{M_u}) b_w d \Rightarrow A,$$

$(3.5 - 2.5 \frac{M_u}{V_u d})$ 는 계수로서 2.5이하로 하고 $A(V_c)$ 는 $1.6 \sqrt{f'_c} b_w d$ 이하로 한다.

7. 수평방향, 수직방향 전단보강근에 의한 전단저항성능의 규정

$$V_s = \left[\frac{A_v}{s} \left(\frac{1 + I_n/d}{12} \right) + \frac{A_{vh}}{s_2} \left(\frac{11 - I_n/d}{12} \right) \right] f_y d$$

s : 수직철근의 수평방향 간격

s_2 : 수평철근의 수직방향 간격

A_v : s 간격 내의 수직방향 전단보강근의 단면적

A_{vh} : s_2 간격 내의 수평방향 전단보강근의 단면적

8. 수직철근의 간격 s 는 $d/5$ 또는 45cm 이하로 하고 단면적 $A_v=0.0015bws$ 이상, 수평철근의 간격 s_2 는 $d/3$ 또는 45cm 이하로 하고 단면적 $A_{vh}=0.0025bws$ 이상

3.59. 춤이 큰 보의 설계순서

1. $I_n < 5d$ 일 때 $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d}$, $\rho = \frac{A_s}{bd}$ 적합 여부
2. 위험단면 ($0.15 I_n$ (등), $0.5a$ (직), 항시 d 이하) 위험단면의 M_u , V_u
3. 부재의 공칭강도 V_n 적합 여부 콘크리트의 공칭전단강도 V_c 철근의 전단강도 V_s
4. 전단보강 (A_v , A_{vh}) 전단보강 간격 (s , s_2) 적합 여부 전단저항성능

3.60. Bracket and Corbel

1. Bracket: 기둥에서 돌출된 보, Corbel: 벽에서 돌출된 보
2. 전단스팬비 $a/d \leq 1$, 조립식보나 크레인보 등을 지지, 구조거동은 전단에 의하여 지배
3. 브라켓과 코오벨의 파괴형태

- 1) 인장철근의 항복에 의한 파괴
- 2) 인장철근의 단부 정착파괴
- 3) 콘크리트 압축대의 전단파괴 또는 압괴
- 4) 지압판 바깥부분의 경사 균열 파괴

4. 규준적용 및 설계

- 1) 자유단의 춤 (적합 여부) - 0.5d 이상
- 2) N_{uc} - 계수인장력에 특별한 규정이 없으면 $N_{uc}=0.2V_u$
- 3) V_n - 일반콘크리트 전단강도 $V_n \leq 0.2f'_c bwd$ 나 $56bwd$ 중 작은 값
- 4) $\phi V_n > V_u$ (적합 여부)
- 5) $M_u = V_u a + N_{uc} (h - d)$
- 6) 약산으로 $j d = 0.9d$, $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d}$, $a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}$
- 7) M_u 에 대한 철근량 $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - a/2)}$
- 8) N_{uc} 에 대한 철근량 $A_n = \frac{N_{uc}}{\phi f_y}$
- 9) 전단마찰보강근 $A_{vf} = \frac{V_u}{\phi f_y \mu}$
- 10) 주인장 철근량 $A_s = A_s + A_n$ 나 $A_s = \frac{2}{3} A_{vf} + A_n$ 중 큰 값, 그리고 $(0.04 f'_c / f_y) b d$ 이상, (적합 여부)
- 11) I_{db} 와 I_{hb} , (적합 여부) - I_{db} 는 인장을 받는 철근의 기본정착길이, I_{hb} 는 표준축크로 하였을 때 기본정착길이 $I_{hb} = \frac{320 d_b}{\sqrt{f'_c}}$ (자유단 피복두께가 6cm 이상인 경우에는 보정계수 0.7을 적용할 수 있음)
- 12) 구부림각도 90°의 표준축크의 자유단길이 $12 d_b$
- 13) 폐쇄형 스트럽의 단면적 $A_h = 0.5(A_s - A_n)$, $2d/3$ 이내에 배근

3.61. 비틀림을 받는 보의 해석과 설계

3.61.1. 개요

1.1차 비틀림(정정 비틀림): 보에 작용하는 하중의 편심효과나 비틀림모멘트에 의한 것

2.2차 비틀림(부정정 비틀림): 인접한 부재 사이의 변형의 연속성에 의하여 비틀림이 생기는 경우

3.61.2. 설계

1. 합력 Z

2. 최대전단력 $V_{n, \max}$, 최대비틀림모멘트 $T_{u, \max}$ 3. 설계전단력 V_u , 설계비틀림모멘트 T_u 4. 비틀림에 대한 단면성능 $\sum x^2 y$ (내인 플랜지 폭은 플랜지 두께의 3배를 초과할 수 없다)5. 설계상의 최소 비틀림모멘트 $T_{u, \min} = \phi [0.13 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y]$ - 미만인 경우 설계에서 비틀림효과 무시, (고려)

$$6. \text{콘크리트의 비틀림모멘트 강도 } T_c = \frac{0.21 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y}{\sqrt{1 + (0.4 V_u / C_T T_u)^2}} \quad C_T = \frac{b_w d}{\sum x^2 y}$$

7. 설계상의 스트럽 보강된 보의 최대 설계모멘트

$$T_u \leq \phi T_c = (T_u)_{\max} \quad T_{u, \max} = \frac{\phi (1.05 \sqrt{f'_c} \sum x^2 y)}{\sqrt{1 + (0.4 V_u / C_T T_u)^2}} \quad (\text{적합여부})$$

$$8. \text{스트럽의 비틀림모멘트 강도 } T_s = \frac{T_u - \phi T_c}{\phi}$$

9. x_1, y_1

$$10. x_1 \text{과 } y_1 \text{에 관련된 계수 } a_t = \frac{2}{3} + \frac{y_1}{3x_1} \leq 1.5$$

$$11. \text{비틀림모멘트를 지지할 수 있는 스트럽의 철근량 } A_t = \frac{T_s s}{a_t f_y x_1 y_1}$$

$$12. \text{콘크리트보의 전단강도 } V_c = \frac{0.53 \sqrt{f'_c} b_w d}{\sqrt{1 + (2.5 C_T T_u / V_u)^2}}$$

$$13. \text{소요전단강도에 대한 수직스트럽의 철근량 } A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi f_y d}$$

$$14. \text{전단 및 비틀림 보강 철근의 단면적 } A_v + 2A_t \geq 3.5 \frac{b_w s}{f_y} \quad (\text{적합여부})$$

$$15. \text{간격 } s, \text{ 최대간격 } 30\text{cm} \text{ 또는 } S_{\max} = \frac{x_1 + y_1}{4} \text{ 중 작은 값}$$

16. "11"의 철근량 A_t

$$17. \text{축철근의 전체 단면적 } A_l = 2A_t \left(\frac{x_1 + y_1}{s} \right),$$

$$A_l = \left(\frac{28xs}{f_y} \frac{T_u}{T_u + V_u/3 C_t} - 2A_t \right) \frac{x_1 + y_1}{s}$$

3.62. 철근의 정착과 이음

1. 부착응력: 철근과 주위 콘크리트의 경계면에 생기는 전단응력

2. 강도설계법에서는 부착파괴가 발생하기 전에 철근이 항복되는 것을 전제

3.63. 휨 부착응력의 실제분포

따라 국부 부착응력은 균열 가까이에서 최대, 균열 사이의 중간에서 최소

3.64.부착에 의한 힘의 전달과 부착파괴

- 1.철근 주위의 콘크리트에 방사선방향으로 인장응력이 생겨 철근에 평행하게 쪼갬균열이 발생
- 2.쪼갬균열은 철근과 콘크리트 표면 사이의 거리, 또는 철근과 철근 사이의 거리가 작을수록 쉽게 일어나며, 콘크리트의 인장강도에 좌우된다.

3.65.부착강도와 정착길이

- 1.부착강도에 영향을 끼치는 것: 피복두께.철근간격.횡보강철근.철근 하부에 타설된 콘크리트의 깊이.경랑콘크리트.고강도철근.에폭시표면처리
- 2.정착길이(Development Length): 콘크리트에 묻혀 있는 철근이 힘을 받을 때 뽑히거나 미끄러짐변형이 생기는 일이 없이 항복강도에 이르기까지 응력을 발휘할 수 있게 하는 최소한의 묻힘길이

3.66.인장을 받는 이형철근의 정착길이

- 1.기본정착길이 $l_{db} = \frac{0.06 A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.006 d_b f_y$ (D35이하, $f'_c = 700 \text{ kg/cm}^2$ 이하에서만 적용),

$$\text{이형철선 } l_{db} = \frac{0.11 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$$

2.정착길이와 보정계수

- 1)철근 순간격이 3db 이상으로서, 콘크리트 피복두께가 2db이상 되거나, 슬래브나 벽에 배근되는 철근, 또는 피복두께가 규정치 이상인 보와 기둥의 철근 (1.0)
- 2)콘크리트 피복두께가 1db보다 작거나 철근 순간격이 2db이하인 경우 (2.0)
- 3)위의 1, 2항에 포함되지 않는 나머지 경우 (1.4)
- 4)D35 이하의 철근으로 철근 순간격이 5db 이상이고 가장자리 철근과 부재면 사이의 순간격이 2.5d_b 이상인 경우 (0.8)
- 5)간격 10cm 이하로, 지름 6mm 이상의 나선철근, D13 이상의 원형 띠철근 또는 후프의 각도가 135° 이하로 지지된 D13 이상의 띠철근이나 스트럽으로 감겨진 철근 (0.75)
- 6)수평 배근되어 있고 아래에 콘크리트가 30cm 이상 타설되어 있는 상부 철근
- 7)경랑콘크리트로서 쪼갬인장강도 f_{ct} 가
 - a.명시되어 있는 경우 ($1.8\sqrt{f'_c}/f_{ct}$)
 - b.명시되어 있지 않은 경우 (1.3)
- 8)에폭시 표면처리 철근으로 피복두께가 3db 미만이거나 철근 순간격이 6db 미만인 경우, 단 6항의 상부철근으로 사용되는 경우 상부 철근계수 1.3과 1.5의 곱은 1.7로 한다. (1.5)
- 9)실제 철근량이 해석결과부터 얻은 소요 철근량보다 많을 때 (소요철근량/실제철근량)

3.정착길이 계산->보정계수 계산->기초의 경우 이형철선 계산

기초 바닥의 경우 정착이 부적합한 경우

- 1)철근단부 흑크, 철근크기 줄임, 콘크리트강도 크게, 기초폭 넓힘

3.67.압축을 받는 이형철근의 정착길이

- 1.압축력의 일부는 부착전달, 일부는 철근단부에서 콘크리트 지압으로 전달

- 2.기본정착길이 $l_{db} = \frac{0.08 d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \geq 0.004 d_b f_y$, l_d 는 20cm이상

- 3.압축철근 기본 정착길이는 인장을 받는 흑크 철근의 기본 정착길이를 사용

4.보정계수

- 1)철근이 소요량 이상인 과다철근의 경우 (소요철근량/실제철근량)
- 2)지름 6mm이상인 나선철근으로 10cm이하의 간격으로 두려싸인 철근 (0.75)

3.68.슬래브의 설계개요

- 1.슬래브구조: 평슬래브구조(Flat), 보슬래브구조
- 2.보슬래브구조:
 - 1)1방향슬래브(장변이 단변의 3배이상)-단변방향으로 하중 90%이상 부담
 - 2)2방향슬래브
- 3.슬래브는 체적에 비하여 면적이 넓기 때문에 온도와 건조수축에 의한 영향을 크게 받는다.
- 4.슬래브가 최소두께 이상일 경우 처짐에 대한 검토 생략

3.69.슬래브설계대

모멘트가 기둥선에 집중되는 현상을 감안하여

- 1.柱列帶(Column Strip): 기둥중심에서 $l/4$ (슬래브 짧은스팬)
- 2.柱間帶(Middle Strip)

3.70.보와 슬래브의 강성비

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

I_b 계산용 보의 단면 $b + (a - h) \leq b + 4h$, $b + 2(a - h) \leq b + 8h$

3.71.2방향 슬래브의 최소두께

$h = \frac{I_n(800 + f_y/14)}{36,000 + 5,000\beta[\alpha_m - 0.5(1 - \beta_s)(1 + 1/\beta)]}$ 으로 하나, $h = \frac{I_n(800 + f_y/14)}{36,000 + 5,000\beta(1 + \beta_s)}$ 보다 자아서
는 안되며, $h = \frac{I_n(800 + f_y/14)}{36,000}$ 이하

I_n = 순스팬 β = 장변순스팬/단변순스팬 α_m = 슬래브4변의 α 의 평균값

β_s = 슬래브 4변 길이에 대한 연속변 길이의 비

- 1.보또는 지판이 없는 슬래브 12cm이상
- 2.보 없이 지판만 가진 슬래브 10cm이상
- 3.4변에 α_m 의 값이 최소 2이상인 보를 가진 슬래브 9cm이상

3.72.Drop Panel

지점 중심선 간 스패길이의 1/6이상, 지판두께가 슬래브 두께의 1/4이상, 지판을 가진 슬래브는 각각의 계산식에 의한 소요두께를 10% 감소시킬 수 있다.

3.73.건조수축과 온도철근

균열을 유해하지 않는 범위 내에서 제어하기 위해 철근을 배근하여 수축에 저항하면서 균열을 미세한 크기로 균등하게 분산 시켜야 한다.

1. $\rho_{min} = 0.0014$ 이상
2. $f_y = 3,500 \text{ kg/cm}^2$ 인 이형철근 $\rho_{min} = 0.002$ 이상
3. $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ 인 이형철근이나 용접철망 $\rho_{min} = 0.0018$ 이상
4. 0.0035변형도에 대하여 f_y 가 $4,000 \text{ kg/cm}^2$ 을 초과하는 철근 $\rho_{min} = 0.0018 \times 4,000 / f_y$
- 5.슬래브 두께의 5배나 50cm중 작은 값 이하 간격배근

3.74.슬래브 직접설계 조건

1. 각방향 3스팬이상
2. 짧은 스패의 2배이하
3. 긴 스패의 1/3이상 차이 안됨
4. 기둥 중심선 1/100이상 안됨
5. 연직하중으로 L은 D의 3배이하
6. 보의 상대강성 ($\alpha_1 I_2^2$)/($\alpha_2 I_1^2$)은 0.20이상 5이하

3.75. 슬래브의 설계 개요

1. 슬래브구조: 평슬래브구조(Flat). 보슬래브구조
2. 보슬래브구조: 1방향슬래브(장변이 단변의 2배이상) - 단변방향으로 하중 90%이상 부담, 2방향슬래브
3. 슬래브는 체적에 비하여 면적이 넓기 때문에 온도와 건조수축에 의한 영향을 크게 받는다.
4. 슬래브가 최소두께 이상일 경우 처짐에 대한 검토 생략

3.76. 슬래브 설계대

모멘트가 기둥선에 집중되는 현상을 감안하여

柱列帶(Column Strip): 기둥중심에서 $l/4$ (슬래브 짧은 스패)

柱間帶(Middle Strip)

3.77. 보와 슬래브의 강성비

$$\alpha = \frac{E_{cb} I_b}{E_{cs} I_s}$$

I_b 계산용의 단면 $b + (a - h) \leq b + 4h$, $b + 2(a - h) \leq b + 8h$

3.78.2 방향 슬래브의 최소두께

$h = \frac{I_n(800 + f_y/14)}{36,000 + 5,000\beta[\alpha_m - 0.5(1 - \beta_s(1 + 1/\beta))]}$ 으로 하나, $h = \frac{I_n(800 + f_y/14)}{36,000 + 5,000\beta(1 + \beta_s)}$ 보다 작어서는 안되며,

$$h = \frac{I_n(800 + f_y/14)}{36,000} \text{ 이하}$$

I_n =순스팬 β =장변순스팬/단변순스팬 α_n =슬래브 4변의 α 의 평균값

β_s =슬래브 4변 길이에 대한 연속변 길이의 비

1. 보 또는 지판이 없는 슬래브 12cm이상
2. 보 또는 지판만 가진 슬래브 10cm이상
3. 4변에 α_m 의 값이 최소 2이상인 보를 가진 슬래브 9cm이상

3.79. Drop Panel

지점 중심선 간 스패 길이의 1/6이상, 지판 두께가 슬래브 두께의 1/4이상, 지판을 가진 슬래브는 각각의 계산식에 의한 소요 두께를 10% 감소시킬 수 있다.

3.80. 건조수축과 온도철근

균열을 유해하지 않는 범위 내에서 제한하기 위해 철근을 배근하여 수축에 저항하면서 균열을 미세한 크

균등하게 분산 시켜야 한다.

1. $\rho_{\min} = 0.0014$ 이상
2. $f_y = 3,500 \text{ kg/cm}^2$ 인 이형철근 $\rho_{\min} = 0.002$ 이상
3. $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ 인 이형철근이나 용접철망 $\rho_{\min} = 0.0018$ 이상
4. 0.0035 변형도에 대하여 f_y 가 $4,000 \text{ kg/cm}^2$ 을 초과하는 철근 $\rho_{\min} = 0.0018 \times 4,000 / f_y$
5. 슬래브 두께의 5배나 50cm 중 작은 값 이하 간격배근

3.81. 슬래브 직접설계 조건

1. 각방향 3스팬 이상 짧은스팬의 2배이하 긴스팬의 1/3 이상 차이 안됨
2. 기동중심선 1/10 이상 안됨 연속하중으로 L은 D의 3배이하
3. 보의 상대강성 ($\alpha_1 I_2^2 / \alpha_1 I_1^2$)은 0.2 이상 5이하

3.82. 슬래브 전체 정적 계수모멘트

1. $M_o = \frac{W_a I_2 I_n^2}{8}$
2. 내부스팬에서 부계수모멘트 $M_u^- = 0.65 M_o$ 정계수모멘트 $M_u^+ = 0.35 M_o$
3. 단부스팬에서 (김상식 철근콘크리트구조 P.188 표8-1 참조)

3.83. 주열대와 주간대의 모멘트 분배

김상식 철근콘크리트구조 P.188 참조

3.84. 비틀림강성비

김상식 철근콘크리트구조 P.189 참조

3.85. 기동과 벽체의 모멘트

김상식 철근콘크리트구조 P.191 참조

3.86. 패턴(Pattern) 재하의 영향

$\beta_a = \text{고정하중/적재하중} \geq 2$ 경우 패턴재하의 영향무시, 2미만인 경우

1. 슬래브 상하 기동의 강성비 α_c 가 $\alpha_{\min}$ 의 값 이상

김상식 철근콘크리트구조 P.192 표8-3 참조, $\alpha_c = \frac{\sum K_c}{\sum (K_s + K_b)}$, $K = 4EI/l$

2. α_c 가 $\alpha_{\min}$ 의 값보다 작을 경우 계수 δ_s 를 곱한다. $\delta_s = 1 + \frac{2 - \beta_a}{4 + \beta_a} \left(1 - \frac{\alpha_c}{\alpha_{\min}} \right)$, 실제 설계에서 δ_s 의 값은 1~1.3

3.87. 직접설계법(유형1)

1. 슬래브 두께 h
2. 전체정적 계수모멘트 $M_o = \frac{W_u I_2 I_n^2}{8}$
3. 내부스팬 M_u^- M_u^+
4. 단부스팬 $M_{u,i}^-$ M_u^+ $M_{u,e}^-$
5. 주열대와 주간대의 모멘트
6. 가장자리보의 유효단면적 $b + (a - h) \leq b + 4h$
7. 비틀림상수 $C = \sum \left[\left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \right]$

8. 가장자리보의 슬래브에 대한 비틀림강성비 $\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s}$

9. 주열대에서의 계수모멘트 부담율

김상식 철근콘크리트구조 P.189 표8-2 참조

10. 주열대와 주간대 계수모멘트 분배

11. 기둥의 설계용모멘트 $M = 0.07 [(W_o + 0.5 W_L) I_2 I_n^2 - W_o' I_2' (I_n')^2]$

12. 패턴재하의 영향검토

13. 철근보강설계 $A_s^* = \frac{M_u}{\phi f_y d} \rightarrow a = \frac{A_s^* f_y}{0.85 f_c b} \rightarrow A_s = \frac{M_u}{\phi f_y (d - \frac{a}{2})}$

3.88. 직접설계법(유형2)

1. 슬래브 두께 $\frac{b}{h}, \frac{a}{h} \rightarrow \alpha_1 = \frac{E_{cb}}{E_{cs}} \frac{b}{I_2} \left(\frac{a}{h} \right)^3 f$

$$h = \frac{I_n (800 + f_y/14)}{36,000 + 5,000\beta(1 + \beta_s)} \quad (h = \frac{I_n (800 + f_y/14)}{36,000} \text{ 이하})$$

2. 전체정적 계수모멘트 $M_o = \frac{W_u I_2 I_n^2}{8}$

3. 내부스팬 $M_u^- \quad M_u^+$

4. 단부스팬 $M_{u,i}^- \quad M_u^+ \quad M_{u,e}^-$

5. 주열대와 주간대의 모멘트

1) 가장자리보의 유효단면적

2) 비틀림상수 $C = \sum \left[\left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \right]$

3) 가장자리보의 슬래브에 대한 비틀림강성비 $\beta_t = \frac{E_{cb} C}{2 E_{cs} I_s}$

6. 패턴재하의 영향검토: $K_c = \frac{4 E_c I_c}{I_c} \quad K_s = \frac{4 E_c I_s}{I_s} \quad K_b = \frac{4 E_c I_b}{I_b}$

$$\alpha_c = \frac{\sum K_c}{\sum (K_s + K_b)}$$

3.89. 등가골조법

1. 위아래 기둥에 대하여 $\sum K_c = 2 \frac{k E I_c}{I_c}$

2. 기둥에 면한 슬래브의 비틀림 상수 $C = \sum \left[\left(1 - 0.63 \frac{x}{y} \right) \frac{x^3 y}{3} \right]$

3. 비틀림강성 $K_t = \sum \frac{9 E_{cs} C}{I_2 (1 - C_2 / I_2)^3}$

4. 등가 기둥강성 $\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}$

5. 슬래브 강성 I_s

6. $K_s = \frac{k E I_s}{I_1}$

7. 고정단모멘트 $FEM = M W_u I_2 (I_1)^2$

8. 모멘트분배

3.90. 1방향 슬래브

1. 한 방향의 휨모멘트만 고려하면 되므로 해석이 간편하고 모멘트 방향의 스패인이 짧아 슬래브의 두께나 철근방향을 줄일 수 있어 슬래브의 경제성을 높일 수 있다.

2. 큰 처짐에 의하여 손상되기 쉬운 칸막이벽이나 기타 구조물을 지지하지 않은 1방향 슬래브

의 최소두께	단순지지슬래브	$h=l/20$	이 최소두께는 단위 체적 질량 $w_c=2,300kg/m^3$
	1단연속 슬래브	$h=l/24$	
	양단연속 슬래브	$h=l/28$	
	캔틸레버 슬래브	$h=l/10$	

인 일반콘크리트와 $f_y=4,000kg/cm^2$ 철근을 사용한 부재에 대한 값이며, 이 이외의 조건에 대하여서는 다음과 같이 수정한다.

1) $w_c=1,500 \sim 2,200kg/m^3$ 범위의 경량콘크리트 슬래브에는 계산된 h 에 $(1.65 - 0.00031 w_c)$ 와 1.09중 큰 값을 곱한다.

2) $f_y=4,000kg/cm^2$ 이외인 경우에는 계산된 h 값에 $(0.4 + f_y/7,000)$ 을 곱한다.

3. 슬래브 위에 칸막이벽이 놓이거나 큰 집중하중이 작용하는 경우에는 처짐 계산을 하여 최대 처짐량이 허용 처짐량 이내에 있는지를 검토하여야 한다.

3.91.1 방향 슬래브의 모멘트계수를 사용한 해석

조건이 맞는 경우에는 정확한 구조해석 대신에 강도설계법 규준에서 정하는 모멘트계수를 사용하여 근사적인 모멘트와 전단력을 구할 수 있다.

1. 두 스패 이상일 때
2. 서로 인접한 2개 스패 길이의 차가 20퍼센트 이하일 때
3. 등분포 하중일 때
4. 적재하중이 고정하중의 3배 이하일 때
5. 변단면 부재가 아닐 때

3.92.1 방향 슬래브의 모멘트계수

김상식 철근콘크리트 구조설계 P216 그림8-22참조

3.93.1 방향 슬래브의 탄성해석

고정모멘트법, 2회반복법, 강성매트릭스법

3.94.1 방향 슬래브의 모멘트계수를 사용한 설계

1. 슬래브 두께 가정: 가장불리한 $h = \frac{l}{24}$

2. 계수 모멘트: 계수하중 w_u 순스팬 l_n $w_u l_n^2$ 외부스팬(외단.중앙.내단) 내부스팬(단부. 중앙)

$$3. jd = 0.925d \quad M_u = \phi A_s f_y jd \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \quad A_s = \frac{M_n}{f_y \left(d - \frac{a}{2} \right)}$$

3.95. 철근단면적, 간격 및 피복두께

1. 슬래브 철근의 최소 순 간격은 보철근의 최소 순 간격과 같다.
2. 2방향 슬래브의 위험단면에서의 최대 철근 간격이 슬래브 전체 두께의 2배 이하로 하도록 규정
3. 피복두께는 2cm이상

3.96. 보없는 슬래브의 철근배근

1. 굽힘철근을 사용하면 직선철근에 비하여 철근량을 10퍼센트 정도 절감할 수 있는 장점은 있으나, 가공작업과 배근이 복잡

2.인접한 스패의 길이가 다른 경우에는 긴 스패의 길이를 기준

3.굽힘철근으로 하는 경우 굽힘각도는 45'로 하며, 슬래브의 두께와 스패길이의 비가 45' 이하의 굽힘각도를 허용하는 경우에만 사용

4.두께가 $I_n/24$ 이상이 될 때에는 철근길이를 유지하려면 굽힘각도가 45'보다 더 급경사가 되기 때문에 이런 경우에는 직선철근으로 하는 것이 좋다.

3.97.슬래브 철근의 정착방법

1.하단철근은 단부에 15cm이상 정착

2.항복강도 f_y 가 발휘되도록 충분히 정착

3. ---의 경우 슬래브 내부에서 표준 훅크 등으로 정착

3.98.전단보강되지 않은 슬래브

1.뚫림전단(Punching Shear), 2방향전단(Two Way Shear)

2.파괴면의 수평에 대한 경사각 θ 는 콘크리트의 강도나 철근보강에 따라 20'-45'가 된다.

3.위험단면의 전 단면적 $B_o d$ 에서 저항할 수 있는 전단저항력 $V_c = 0.27(2 + 4/\beta_c)\sqrt{f'_c} b_o d$

$$V_c = 1.1\sqrt{f'_c} b_o d \quad \beta_c \text{는 기둥이나 벽체의 짧은 변에 대한 긴 변의 비}$$

4.길이가 길고 폭이 좁은 슬래브나 기초에서는 뚫림전단 이외에 보의 전단 과 같은 1방향 전단의 영향을 받는다.

3.99.슬래브의 스터럽 보강

1. $V_c = 0.53\sqrt{f'_c} b_o d$ $V_n = V_c + V_s$ 이고 $1.6\sqrt{f'_c} b_o d$ 이하

2.두께 25cm 이상의 슬래브에 사용하는 것이 바람직

3. $\alpha_v V_c$ 만큼의 전단력을지지, 횡강성비 $\alpha_v = \frac{E_s I_s}{E_c I_c}$

4. I_c 의 계산에서 단면의 폭은 기둥의 폭 C_2 에 보강재가 설치되는 슬래브의 유효폭 d 를 합한 값으로 하고, 슬래브의 균열이 고려된다.

5. α_v 의 값을 0.15이상

6.전단주두 보강재의 총은 사용되는 형강 웨브 두께의 70배 이하로 하며, 압축플랜지는 슬래브의 압축연단으로부터 $0.3d$ 이내의 위치에 설치하도록 규정, 전단주두의 내민 부재의 개수를 n 로 나타내며, 각 부재가 지지하는 전단력은 $\alpha_v V_c/n$ 가 되나, 전단력이 증가하여 기둥 둘레에 경사균열이 생겼을 때 기둥면에서 최대 전단력은 각 내민 부재가 지지해야 할 전체 전단력 $V_u/\phi n$ 에서 슬래브 콘크리트의 압축부분에 의하여 기둥으로 전달되는 전단력 $(V_c/n)(1 - \alpha_v)$ 를 뺀 값이 되며, 실험결과에 의하면 이 전단력은 기둥면으로부터 보강재의 총 h_v 만큼의 부분에서 지지되는 것으로 나타나고 있다.

7.기둥면에서 소성모멘트 $M_p = \frac{V_u}{2\phi n} \left[h_v + \alpha_v \left(I_v - \frac{C_1}{2} \right) \right]$ $\phi = 0.9$ 의값

8.위험단면에서 전단강도 V_n 은 $1.1\sqrt{f'_c} b_o d$ 이하로 한다.

9.전단주두 보강법을 쓰는 경우에도 각 기둥면에서 $d/2$ 떨어진 위치를 연결하는 위험단면에서 V_n 의 값이 $1.6\sqrt{f'_c} b_o d$ 를 초과해서는 안된다.

10.슬래브 주열대에서 전단주두 보강재가 지지하는 모멘트 $M_v = \frac{\phi \alpha_v V_u}{2n} \left(I_v - \frac{C_1}{2} \right)$

11.이 식에서 계산되는 M_v 는 슬래브 주열대의 전체 설계모멘트의 30 퍼센트 보강재의 돌출 길이 I_v 에서 주열대 모멘트가 변화한 크기, 또는 김상식 철근콘크리트구조설계 식(8-25)의 M_v 중 어떤 값보다는 커서는 안된다.

3.100. 내부기둥 뚫림전단에 대한 검토

$$1. b_o V_u = W_u [I_1 \times I_2 - (C_1 + d)^2] \leq \phi V_c = \phi (1.1 \sqrt{f'_c}) b_o d$$

$$2. \text{스터럽을 사용한 전단보강 } \phi V_n = \phi 1.6 \sqrt{f'_c} b_o d \quad \text{전단보강하는 경우}$$

$$\phi V_c = \phi (0.53 \sqrt{f'_c} b_o d)$$

$$3. A_v \text{ 스텐더럽 간격 } s = \frac{\phi A_v f_y d}{V_u - \phi V_c} \leq \frac{d}{2} \quad \text{스터럽 보강 범위 } \phi V_c = \phi 1.1 \sqrt{f'_c} b_o d$$

$$4. I_v = -\frac{C_1}{2} + \frac{3}{4} \left(I_v - \frac{C_1}{2} \right) = \frac{b_o}{4} \cos 45^\circ \quad M_p = \frac{V_u}{2\phi n} \left[h_v + a_v \left(I_v - \frac{C_1}{2} \right) \right]$$

$$5. Z_p = \frac{M_p}{f_y} \leq Z_{px} \quad \text{압축플랜지는 압축연단으로부터 } 0.3d \text{ 층은 웨브두께의 70배 이하}$$

$$6. \bar{y} = \frac{n(A_{ss} y_s + A_s d) + b \bar{y} \left(\frac{\bar{y}}{2} \right)}{n(A_{ss} + A_s + b \bar{y})}$$

$$7. \text{균열단면에 대한 단면2차모멘트 } I_c = \frac{b \left(\frac{\bar{y}}{2} \right)^3}{3} + n \left[I_x + A_{ss} \left(y_s - \frac{\bar{y}}{2} \right)^2 + A_s \left(d - \frac{\bar{y}}{2} \right)^2 \right]$$

$$8. a_v = \frac{E_s I_s}{E_c I_c} \quad M_p = \frac{V_u}{2\phi n} \left[h_v + a_v \left(I_v - \frac{C_1}{2} \right) \right]$$

$$9. \text{전단주두 보강재에 의한 저항모멘트 } M_v = \frac{\phi a_v V_u}{2n} \left(I_v - \frac{C_1}{2} \right)$$

M_v 와 주열대 전체 설계모멘트의 0.3배 및 I_v 길이에서 주열대 모멘트의 변화한 크기 중 가장 작은 값을 주열대 부 모멘트의 저항모멘트로 설계에 반영할 수 있다.

3.101. 기둥과 슬래브의 모멘트 전달

1. 불균형 모멘트의 일부는 전단편심에 의하여 전달되므로 위험단면에서의 전단응력분포는 등분포상태가 되지 않는다.

2. 정방형 기둥에서 불균형 모멘트의 약 60 퍼센트는 휨에 의하여 전달되고, 나머지 40 퍼센트는 위험단면에서 전단응력에 의하여 지지

3. 전단에 의하여 지지되는 모멘트의 분량은 모멘트를 저항하는 위험단면의 폭이 증가함에 따라 감소하는 것으로 가정하는 것이 합리적

$$4. \text{슬래브의 전단에 의하여 지지되는 계수모멘트의 비율 } \gamma_v = -\frac{1}{1 + (2/3)\sqrt{b_1/b_2}}$$

5. 모멘트가 작용하는 방향에 면한 위험단면에 생기는 전단응력

$$v_1 = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u}{J_c} x_1 \quad v_2 = \frac{V_u}{A_c} - \frac{\gamma_v M_u}{J_c} x_2$$

$$6. \text{위험단면의 단면적으로 내부 기둥 } A_c = 2(b_1 + b_2)d$$

7. 모멘트에 대한 위험단면의 저항을 나타내는 단면상수

$$J_c = \frac{2(b_1 d^3)}{12} + \frac{2(d b_1^3)}{12} + 2(b_2 d) \left(\frac{b_1}{2} \right)^2$$

$$8. \text{초대 전단응력이 } \phi[0.27(2 + 4/\beta_c \sqrt{f'_c}) \text{과 } 1.1\phi \sqrt{f'_c} \text{중 작은 값 이하로 하도록 규정}$$

3.102. 기둥 연결부에 불균형 모멘트가 생겼을 때 전단응력

작용하고 슬래브와 내부 기둥 연결부에 불균형 모멘트가 생겼을 때 전단응력

$$1. b_1 d \quad x_1 \quad b_o \quad V_u$$

$$2. \gamma_v \quad A_c \quad J_c$$

$$3. \quad v_2 \leq \phi V_c > V_2$$

3.103.기둥설계의 기본사항

- 1.기둥단면의 최소 치수를 20cm, 최소 단면적을 600cm²이상으로 규정, 창문을 기둥은 예외 (장방형20*30, 정방형25, 원형28 이상)
- 2.나선철근기둥의 유효단면은 나선철근의 바깥지름으로 측정되는 핵의 단면
- 3.벽과 함께 타설된 기둥, 등가원형 기둥
- 4.기둥단면적의 제한: 전 단면적의 1/2 이상의 범위에서 감소된 유효 단면적을 최소 철근비 및 설계강도 산정용으로 사용할 수 있다.

3.104.기둥의 축방향 철근

- 1.축하중에 의한 변형도는 철근과 콘크리트에 같이 생기나, 축하중이 지속적으로 작용하면 콘크리트는 건조수축과 크리이프에 의하여 추가변형을 일으키므로 콘크리트의 부담하중이 점차 철근으로 옮겨져 철근의 응력이 증가되며 이러한 응력증가는 철근비가 낮을수록 더 현저하게 나타난다.
- 2.기둥단면적에 대한 최대 철근비를 8 퍼센트, 최소 철근비를 0.8퍼센트로 규정
- 3.기둥 최소폭과 유효높이의 비가 5 이하인 기둥에서는 최소 철근비를 0.4 퍼센트까지 낮출 수 있도록 하고 있다. 기둥의 철근비는 겹침이음으로 하는 경우에는 4 퍼센트 이하로 하는 것이 바람직
- 4.축방향 철근은 지름 12mm 또는 D13이상(실제 설계에서는 D16 이상의 철근이 사용)
- 5.축방향 철근의 최소 개수는 장방형이나 원형 띠철근 기둥에 4개, 3각형 띠철근 기둥에 3개, 나선철근 기둥에 6개
- 6.각 꼭지점이나 모서리에 최소한 1개의 철근을 배근하고 횡방향으로 적절하게 철근보강
- 7.축방향 철근이나 횡방향 보강철근 모두 방화와 부식방지를 위하여 4cm이상 피복

3.105.기둥의 횡방향 보강철근

기둥에서 횡방향 철근은 높은 압축응력을 받는 주철근의 좌굴을 억제, 횡방향 보강철근은 압축콘크리트의 파괴시 횡방향 벌어짐을 구속하여 콘크리트의 연성을 증가

3.106.기둥의 띠철근

- 1.철근크기: D35미만일 때에는 D10이상, D35이상 또는 묶음철근일 때에는 D13이상, 등가 단면적의 이형철선이나 용접철망
- 2.수직간격: 축방향 철근 지름의 16배 이하, 띠철근 지름의 48배 이하, 기둥단면의 최소치수 중 가장 작은 값
- 3.배근: 모서리의 주철근과 그에 하나 걸러 있는 주철근은 135'이하로, 기초와 슬래브 상부에 위치하는 첫 번째 띠철근과 슬래브나 지판에 배치된 최하단 수평철근 아래 배치되는 띠철근은 일반 띠철근 간격의 1/2이내

3.107.나선철근

- 1.지름 9mm이상

$$2. \text{기둥 핵에 대한 나선철근의 체적비} \quad \rho_s = \frac{A_{sp} l_{sp}}{A_c s}$$

$$A_{sp} = \text{나선철근의 단면적} \quad l_{sp} = \text{나선철근 1회전 길이} = \pi d_c \quad A_c = \text{기둥 핵의 단면적} = \frac{\pi d_c^2}{4}$$

$$s = \text{나선철근의 피치} \quad d_c = \text{나선철근의 바깥부분으로 측정되는 기둥 핵의 지름}$$

$$3. \text{나선철근의 구속에 의하여 콘크리트에 발생하는 압축응력을} \quad \sigma_2 = \frac{\sigma_{sp} \rho_s}{2}$$

$$4. \text{나선철근의 체적비} \quad \rho_{oh_s} = 0.45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_y}$$

5. 나선철근의 순간격은 8cm 또는 기둥 유효지름의 1/6 이하, 3cm 또는 굵은 골재의 1.5배 이상

6. 정착을 위하여 각 나선철근에서 1.5배회전만큼 더 여분의 길이, 이음은 철근지름의 48배 이상 또는 30cm 이상의 겹침이음으로 하거나 용접이음

7. 기둥의 나선철근은 하부의 슬래브나 보 또는 기초판의 최하단 수평철근까지 연장, 보나 브라켓이 기둥에 연결되어 있지 않은 경우에는 띠철근을 나선철근 단부의 윗부분으로부터 슬래브나 지판의 밑바닥까지 연장배근, 주두가 있는 경우에는 주두의 지름이나 폭이 기둥지름의 2배 되는 곳까지 나선철근 배근이 연장

3.108. 기둥의 최대 축하중

$$1. P_o = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

2. 실제로 있어서는 기둥열의 맞춤이나 철근배근에서의 시공오차 등으로 편심이 불가피

3. 규준에서의 최대 설계축하중

$$1) \text{나선철근기둥 또는 합성기둥} \quad \phi P_{n(\max)} = 0.85 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

$$2) \text{띠철근 기둥} \quad \phi P_{n(\max)} = 0.80 \phi [0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}]$$

3.109. 횡을 받는 기둥의 설계개요

1. 특별한 경우를 제외하고는 기둥은 축하중을 지지하기 위한 부재이므로, 편심이 큰 경우에도 균열은 설계상의 큰 문제가 되지 않으며, 횡방향 처짐도 풍하중이나 지진하중 등 극한상태 이외에는 그리 심각하지 않다.

2. 강도저감계수는 띠철근기둥에서는 0.7, 나선기둥에서는 0.75

3.110. 기둥의 상관곡선

연속조건은 보의 해석을 위한 가정들이 기둥에 그대로 적용

1. 변형전 축에 수직한 단면은 변형 후에도 수직 평면을 유지하기 때문에 콘크리트의 변형도가 선형분포

2. 파괴시 콘크리트의 변형도는 0.003

3. 콘크리트의 압축응력을 등가응력블록으로 대체

$$\text{중립축거리} \quad c = \left(\frac{0.003}{0.003 - \epsilon_{si}} \right) d_1 \quad i\text{열의 철근변형도} \quad \epsilon_{si} = \left(\frac{c - d_1}{c} \right) 0.003$$

$$\epsilon_{si} \leq \epsilon_{y\text{일 때}} \quad \sigma_{si} \leq E_s \epsilon_{si} \quad \epsilon_{si} > \epsilon_{y\text{일 때}} \quad \sigma_{si} = f_y$$

$$\text{철근이 발휘하는 내력} \quad N_{si} = (\sigma_{si} - 0.85 f'_c) A_{si}$$

$$\text{기둥이 지지할 수 있는 공칭 축하중} \quad P_n = 0.85 f'_c ab + \sum_{i=1}^n N_{si}$$

$$\text{공칭모멘트} \quad M_n = 0.85 f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n N_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right)$$

기둥에 있어서는 콘크리트의 압축파괴보다 인장철근의 항복파괴가 우선하도록 하는 제한은 없다.

띠철근 기둥에서 P_n 를 평형상태의 공칭 축하중 P_b 와 $(0.1 f'_c A_g / 0.7)$ 중 작은 값으로 하면

$$P_n \geq P_a \quad \text{때} \quad \phi = 0.7 \quad P_n < P_a \text{일 때} \quad \phi = 0.9 - \frac{0.2 P_n}{P_a}$$

나선철근 기둥에서 P_a 를 P_b 와 $(0.1 f'_c A_g / 0.75)$ 중 작은 값으로 하면

$$P_n \geq P_a \text{일 때} \quad \phi = 0.75 \quad P_n < P_a \text{일 때} \quad \phi = 0.9 - \frac{0.15 P_n}{P_a}$$

3.111. 상관곡선 작성

정방형 기둥의 공칭강도와 설계강도를 계산하여 상관곡선을 작성

$$1. \text{항복점 변형도} \quad \epsilon_y = \frac{f_y}{E_s}$$

$$2. \epsilon_{si} = 0.003 \text{일 때 공칭강도} \quad P_n = 0.85 f'_c (A_g - A_{si}) + f_y A_{si} \quad \text{축하중} \quad \phi P_{n(\max)} = 0.85 \phi P_n$$

$$3. \epsilon_{si} = 0 \text{일 때} \quad c = \left(\frac{0.003}{0.003 - \epsilon_{si}} \right) d_1 \quad i\text{열의 철근변형도} \quad \epsilon_{si} = \left(\frac{c - d_1}{c} \right) 0.003 \text{철근의 변형도}$$

에

$$\text{따라 생기는 응력은} \quad \epsilon_{si} \leq \epsilon_y \text{일 때} \quad \sigma_{si} \leq E_s \epsilon_{si} \quad \epsilon_{si} > \epsilon_y \text{일 때} \quad \sigma_{si} = f_y$$

$$\text{철근이 발휘하는 내력} \quad N_{si} = (\sigma_{si} - 0.85 f'_c) A_{si}$$

$$\text{공칭축하중} \quad P_n = 0.85 f'_c ab + \sum_{i=1}^n N_{si} \quad \text{공칭모멘트} \quad M_n = 0.85 f'_c ab \left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2} \right) + \sum_{i=1}^n N_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right)$$

$$\phi P_n \quad \phi M_n$$

$$4. \epsilon_{si} = -\epsilon_y \text{일 때 (평형상태)}$$

$$5. \epsilon_{si} = -4 \epsilon_y \text{일 때} \quad \text{강도저감계수} \quad P_a = (0.1 f'_c A_g / 0.7)$$

$$P_n \geq P_a \text{일 때} \quad \phi = 0.7 \quad P_n < P_a \text{일 때} \quad \phi = 0.9 - \frac{0.2 P_n}{P_a}$$

3.112. 상관곡선에 의한 장방형 기둥의 설계

$$1. \text{규준에서 기둥의 철근비는 최소 } 0.008 \text{에서 최대 } 0.08$$

$$2. \text{휨방향에 대한 철근의 위치를 나타내는 계수} \quad \gamma = \frac{h - 2d'}{h}$$

3.113. 2축 휨에 대한 브레슬러 방정식의 기호

김상식 철근콘크리트 구조설계 P264 참조

3.114. P_Δ 효과

기둥의 단면에 비하여 길이가 길면 압축력의 증가와 함께 좌굴하려는 성향을 보이며, 모멘트에 의하여 Δ 만큼 재축에 대한 처짐이 생겼을 때 축압력 P_g 가 Δ 에 작용하여 P_Δ 만큼 2차모멘트가 발생하여 1차모멘트에 추가되기 때문에 기둥의 상관곡선에서 모멘트가 증가하여 상대적으로 축하중 지지능력이 감소하는 결과를 가져오는데 이러한 현상을 P_Δ 효과라 한다.

3.115. 오일러 하중

기둥을 안정 평형상태에서에서 불안정 불안정평형상태로 바리게 하는 최초의 하중

3.116. 접합된 보들의 강성

접합된 보들의 강성이 기둥들의 강성보다 현저하게 클 때에는 기둥의 단부는 고정된 상태에 가깝게 되나, 반대로 기둥의 강성이 크고 보의 강성이 작을 때에는 단순지지상태에 가깝게 된다

3.117. 기둥의 고정도

$$\Psi = \frac{\sum (E_c I_c / I_b)}{\sum (E_b I_b / I_b)}$$

3.118. 유효좌굴길이의 상한선

1. 버팀지지된 골조에서 유효 좌굴길이계수의 상한선은 다음의 두 식에서 얻은 값 중 작은 것

$$k = 0.7 + 0.05(\Psi_A + \Psi_B) \leq 1.0 \quad k = 0.85 + 0.05 \Psi_{\min} \leq 1.0$$

2. 양단의 회전이 구속된 버팀지지되지 않은 기둥의 유효 좌굴길이 계수

$$\Psi_m \leq 2 \text{인 경우 } k = \frac{20 - \Psi_m}{20} \sqrt{1 + \Psi_m} \quad \Psi_m > 2 \text{인 경우 } k = 0.9 \sqrt{1 + \Psi_m}$$

Ψ_m 은 Ψ_A 와 Ψ_B 의 평균치

3. 버팀지지되지 않은 골조에서 한 단부가 힌지인 기둥의 유효 좌굴길이계수는 $k = 2.0 + 0.34\Psi$

4. 적용에 두가지 문제점, 첫째 기둥의 상대강성 계산에서 보의 휨강성은 계산된 값보다 낮게 평가되어야 한다. 둘째 버팀지지의 판정이다.

3.119. 모멘트 증대계수(Moment Magnifier)

$$\text{지지조건에서 } \delta = \frac{1}{1 - P/P_c} \quad (\text{양단 단순지지인 경우 } P_c \text{는 } P_E \text{가 된다})$$

3.120. 등가모멘트계수

$$1. C_m = 0.6 + 0.4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0.4$$

2. 단일곡률을 일으키는 방향으로 작용하는 경우에는 (-)의 부호, 2중곡률을 일으키는 방향으로 작용하는 경우에는 (-)의 부호

3. 버팀지지되어 있으면서 지점간에 횡하중이 작용하지 않은 경우에만 적용할 수 있으며, 그외의 경우에는 모두 1.0으로 한다.

3.121. 휨강성 계산 규정

$$1. EI = \frac{E_c I_g / 5 + E_s I_s}{1 + \beta_d} = \frac{E_c I_g / 2.5}{1 + \beta_d}$$

2. β_d 는 계수 고정하중에 의한 최대 모멘트의 계수 전체하중에 의한 최대 모멘트에 대한 비의 절대값

3. 철근비가 0.01~0.02 정도로 작고 길이가 짧은 기둥에 적합하며, 철근비가 큰 기둥에서는 앞식을 사용하는 것이 경제적, β_d 는 크리이프의 영향을 나타내는 계수로 전체 하중에서 지속하중이 차지하는 비율이 크면 기둥의 유효강성은 감소함을 나타내고 있다.

3.122. 세장비 계산에서 단면 2차반경

장방형 단면에서는 $h\sqrt{12}$ 이나 근사적으로 $0.3h$ 로 하며, 원형단면에서는 $0.25h$ 로 한다. 세장비가 작은 짧은 기둥에서는 세장효과를 무시

$$1. \text{버팀지지되지 않은 기둥 } \frac{k I_u}{r} < 22 \quad \text{버팀지지된 기둥 } \frac{k I_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}}$$

첨자 b 는 버팀지지된 상태를 나타냄

3.123. 버팀지지에 대한 규정

1. 수평변위에 축하중이 작용하여 생기는 $P\Delta$ 모멘트가 수평하중에 의한 1차모멘트보다 매우 작은 값을 가질 때 그 골조는 버팀지지된 것으로 간주할 수 있다. 규준의 해설편에는, 어느 층에서 안정계수 Q 의 값이 0.04이하일 때에는 $P\Delta$ 효과에 의한 모멘트의 증가가 1차모멘트의 5%를 넘지 않으므로 그러한 골조는 버팀지지된 것으로 하도록 규정

$$2. \text{안정계수 } Q = \frac{\sum P_u \Delta_u}{H_u h_s}$$

3. 버팀지지를 판정하는 다른 방법은 버팀지지 요소와 기둥의 강성을 비교하는 것이다. 층 내의 전단벽, 전단트러스 등 버팀지지 요소의 강성이 층내 모든 기둥의 강성의 합의 6배 이상되는 경우 그 층 내의 기둥은 버팀지지된 것으로 볼 수 있다.

3.124. 세장효과의 계산

$$1. \text{증대모멘트의 계산규정 } M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s}$$

2. 버팀지지된 기둥에서는 증가 모멘트계수가 적용

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - P_u / \phi P_c} \geq 1.0 \quad \delta_s = \frac{1}{1 - \sum P_u / \phi \sum P_c} \geq 1.0$$

3. 버팀지지되지 않은 골조에서는 δ_b 와 δ_s 를 모두 계산하여야 되나, 버팀지지된 골조에서는 δ_s 의 하한치인 1.0으로 할 수 있다. 기둥의 양단에 모멘트가 계산상 없거나 매우 작은 값일 때에는 M_{2b} 는 각주축에 대하여 최소 편심거리를 근거로 계산

3.125. 띠기둥에 축하중과 모멘트가 작용할 때 철근보강

축하중과 모멘트가 작용할 때 철근보강의 적합여부 검토

$$1. \text{소요 철근비 } \frac{P_u}{A_g}, \frac{M_u}{A_g \cdot h} \rightarrow \rho \quad \text{기둥의 실제 철근비 } \rho_t > \rho$$

$$2. \frac{k l_u}{r} < 34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \text{ 을 만족하지 못할 경우 세장효과 검토 } \frac{M_c}{A_g \cdot h}$$

$$3. \frac{P_u}{A_g} \text{ 와 } \frac{M_c}{A_g \cdot h} \text{ 에서 필요한 철근비 } \rho \text{ 가 만족 하는지}$$

3.126. 기초설계 개요

일반적으로 지반은 콘크리트보다 하중을 지지하는 데 훨씬 약하기 때문에 건물 상부에서 전달되는 하중의 면적당 크기를 지반이 지지할 수 있는 힘의 크기, 즉 지내력 이하가 되도록 하중을 분산시키는 기능을 가진 구조가 지반과 그 바로 위의 기둥 또는 벽체 사이에 설치되지 않으면 안된다. 이러한 목적으로 설치되는 구조체가 기초이다.

3.127. 기초의 종류

1. 독립기초(확대기초) 복합기초 연속기초 온통기초 말뚝기초

3.128. 기초에 작용하는 토압

1. 토압의 분포는 지반의 형태와 기초의 지반에 대한 상대 강성에 영향을 받는다.
2. 사질토와 같이 입자가 큰 토질의 지반에서는 상부하중이 작용하면 기초 주위의 흙들이 바깥 쪽으로 약간 이동
3. 점토질의 지반에서는 강한 점착력으로 지반이 하중을 받더라도 이동을 하지 않고 기초의 주변에는 평균토압에 더하여 전단저항이 형성

3.129. 허용토압과 기초의 크기

1. 지내력에 영향을 끼치는 요인으로는 기초의 형태와 깊이, 상부하중의 크기, 지하수의 위치 및 토질의 종류

$$2. \text{허용지내력 } q_a = \frac{q_{uit}}{FS} \quad q_{uit} \text{는 극한지내력} \quad \text{안전율 } FS \text{는 } 2.5 \sim 3.0$$

3. 지반에 대하여서는 하중계수를 적용하지 않는 사용하중계수와 강도저감계수 등 안전에 관련된 계수들이 개별적으로 적용되고 있는 데, 안전율은 구조 전반에 걸쳐 고려된 값이기 때문에 기초 크기의 결정에서만은 강도설계법이 아니고 허용응력 설계법에 의한다.

$$4. A = \frac{(D + D_b + D_s) + L}{q_a} \quad \text{또는} \quad A = \frac{0.75[(D + D_b + D_s) + L + W]}{q_a}, \quad 0.75 \text{는 단기하중에 대한 계}$$

수 E 가 W 보다 클 경우에는 W 대신 E

$$5. \text{유효 허용지내력} \quad q_e = q_a - (D_b + D_s)/A \text{로 하면} \quad A = \frac{D + L}{q_e} \quad \text{또는} \quad A = \frac{0.75(D + L + W)}{q_e}$$

6. 기초에 생기는 모멘트와 전단력을 계산하기 위하여서는 기둥에서 전달되는 D, L, E, W 등에 의한 토압만 고려

$$7. \text{기초설계용 토압} \quad q_u = \frac{1.4D + 1.7L}{A} \quad \text{또는} \quad q_u = \frac{0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)}{A} \text{ 중 큰 값, 지진을 고려하는 경우에는 } 1.7W \text{ 대신 } 1.8E$$

3.130. 독립기초의 설계

최소 두께는 하단 철근으로부터 15cm 이상으로 하고, 피복두께는 7cm 이상

3.131. 휨모멘트와 철근배근

$$1. (M_u)_{A-A} = -\frac{q_u I_2}{2} \left(\frac{I_1 - c_1}{2} \right)^2$$

2. 기초판의 휨모멘트 계산에서 위험단면

- 1) 콘크리트기둥, 페데스탈 또는 벽체를 지지하는 기초에서는 기둥 및 페데스탈 또는 벽체의 면
- 2) 조적조, 벽체를 지지하는 기초에서는 벽체 중심과 벽체면과의 중심
- 3) 강재 베이스 플레이트를 갖는 기둥을 지지하는 기초에서는 기둥면과 베이스 플레이트 단부의 중앙

$$3. M_u \text{에 대하여 보강철근량} \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d}, \quad j = 0.9 \text{로 할 수 있다.}$$

4. 긴변방향의 중앙부에 $\frac{\text{중앙부에 배근되는 철근량}}{\text{짧은변방향의 전체 철근량}} = \frac{2}{(\beta + 1)}$ 으로 주어지는 철근량을, 나머지 철근량은 양쪽의 $(1 - \beta)/2$ 의 폭에 균등하게 배근, β 는 기초판 긴 변의 짧은 변에 대한 비

3.132. 기초판의 전단

1. 기초의 전단에서도 강도저감계수 $\phi = 0.85$

$$2. \text{콘크리트의 전단강도} \quad V_c = 0.27 \left(2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d, \quad \beta_c \text{는 기둥의 짧은 변에 대한 긴 변의 비, } \beta_c \text{가 2 미만인 경우에는 } V_c \leq 1.1 \sqrt{f'_c} b_o d$$

3.133. 기둥 밑면에서의 힘의 전달

장부철근(Dowel): 기둥-기초 연결부를 관통

1. 기둥과 기초의 연결부에서 힘의 전달이 고려되어야 하는 이유

- 1) 기둥콘크리트와 기초콘크리트의 강도가 다를 수 있다.
- 2) 기둥철근 전량이 기초콘크리트에 연장되지 않고 일부는 기둥 밑면에서 끝나는 경우가 있다. 규준에서 기둥의 최소 철근비는 기둥 단면적의 0.8퍼센트이나 장부철근은 0.4퍼센트로, 철근으로 전달되는 기둥의 축력이 모두 기초로 전달되지는 않는다.
- 3) 시공의 성질상 기초와 기둥의 콘크리트가 일체로 타설되지 않는다.

2. 콘크리트의 설계지압강도는 지지면이 모든 면에 대하여 하중을 받는 면적보다 넓을 때 다음

$$\text{식으로 계산} \quad \phi P_n = 0.85 \phi f'_c A_1 \left(\sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \right) \leq 0.85 \phi f'_c (2 A_1), \quad \text{강도저감계수 } \phi = 0.7$$

3. 기초콘크리트의 설치에서는 기둥과의 연결을 원활히 하기 위하여 기초 윗면에 전단키

4.장부철근은 D35 이하의 크기로 그 지름이 기둥 주철근지름보다 5mm를 초과해서는 안된다.

3.134.독립기초를 정방향으로 설계

1.기초의 크기 $A = \frac{(D + D_b + D_s) + L}{q_a}$

2.설계용 토압 $q_u = \frac{1.4D + 1.7L}{A}$

3.전단검토: 기초두께 가정

1)2방향 전단검토 $\phi V_c = \phi(1.1\sqrt{f'_c} b_o d) > q_u [A + (b_c + d)^2]$

2)1방향 전단검토 $\phi V_c = \phi(0.53\sqrt{f'_c} b_w d) \geq V_u = q_u \times b \times (b/2 - b_c/2 - d)$

4.휨모멘트 검토 $(M_u)_{A-A} = \frac{q_u L^2}{2} \left(\frac{L_1 - c_1}{2} \right)^2$

5.철근량 검토 $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} \geq A_{s, \min} = \frac{14}{f_y} b d$

3.135.연속기초의 설계

1.휨모멘트의 위험단면은 내력벽에서는 벽면이 되고 조적벽에서는 벽체 중심과 벽체면과의 중앙

2.연속기초에서는 2방향 전단을 검토할 필요가 없으며, 기초의 두께는 1방향 전단에 의하여 결정

3.136.내력벽의 기초설계

1.기초의 두께를 가정 유효 허용토압 $q_e = q_a - (D_b + D_s)$

2.단위길이 1m에 대한 기초폭 $A = \frac{D + L}{q_e}$ 설계용 토압 $q_u = \frac{1.4D + 1.7L}{A}$

3.전단 검토 $\phi V_c = \phi(0.53\sqrt{f'_c} b_w d) \geq V_u = q_u \times 1 \times (b/2 - b_c/2 - d)$

4.휨모멘트 검토 $(M_u)_{A-A} = \frac{q_u L^2}{2} \left(\frac{L_1 - c_1}{2} \right)^2$

5.철근량 검토 $A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j d} \geq A_{s, \min} = \frac{14}{f_y} b d$

6.길이방향 온도철근 검토: 슬래브의 온도철근비는 $f_y = 4,000 \text{ kg/cm}^2$ 의 경우 0.0018이며, 철근 간격은 슬래브 두께의 5배 또는 45cm 이내

3.137.복합기초

1.기초의 횡방향에 대하여서는 기둥의 하중이 수평 1에 수직 2의 비율로 확산되는 것으로 가정, 횡방향 기둥치수에 기둥 양면으로부터 d/2 만큼 가산된 폭에 대하여 철근보강, 두 기둥 중 전단력이 큰 쪽에 대하여 기둥면에서 d만큼 떨어진 거리에서의 전단력을 V_u

2.독립기초에서는 기초의 두께가 대부분 2방향 전단에 의하여 결정되나, 장방향 복합기초에서는 1방향 전단에 의하여 결정되는 경우가 많다.

3.138.장방향 복합기초 설계

1.유효 허용지내력 q_e 기초 면적 A 합력의 작용점 기초의 길이

2.기초의 폭 설계용 토압 $q_u (t/m)$ 1방향 전단검토 2방향 전단검토

3.최대 정 모멘트 횡방향 모멘트 철근량 검토

3.139.말뚝기초

1.말뚝의 허용지지력은 재하시험이나 지지력 산정식에서 얻은 극한 지지력을 안전율 3으로 나눈 값

$$2. \text{말뚝의 수 } n = \frac{(D + D_b + D_s) + L}{R_a} \quad \text{또는} \quad n = \frac{0.75[(D + D_b + D_s) + L + W]}{R_a} \text{에서 얻는 값중 큰}$$

것, 말뚝의 수는 기초의 안정을 위하여 3개이상, 말뚝의 배치에서는 휨모멘트와 전단력을 최소로 하는 방향으로 고려

3. 말뚝의 최소 중심간격

- 1) 기성콘크리트말뚝: 말뚝머리 지름의 2.5배 이상 또는 75cm 이상
- 2) 제자리콘크리트말뚝: 말뚝머리 지름의 2.5배 이상 또는 90cm 이상
- 3) 강재말뚝: 말뚝머리지름 및 폭의 2.5배 이상 또는 90cm 이상

4. 기초의 단부에서 주변 말뚝의 중심까지의 거리는 위의 간격의 1/2 이상

$$5. \text{설계용 말뚝의 반력 } R_u = \frac{1.4D + 1.7L}{n} \quad \text{또는} \quad R_u = \frac{0.75(1.4D + 1.7L + 1.7W)}{n} \text{ 중 큰 값}$$

3.140. 말뚝기초 설계

1. 말뚝의 개수 말뚝의 설계용 반력 2방향 전단 검토 1방향 전단 검토
2. 말뚝 주위의 뚫림전단 검토 휨모멘트에 대한 위험단면 검토 철근량 검토

3.141. 옹벽설계개요

따른 옹벽의 선택에서 중력식 옹벽은 높이 3m 이내의 범위에서 하는 것이 유리하며, 캔틸레버 옹벽은 높이 3m-6m, 그 이상은 부축벽식 옹벽으로 하는 것이 경제적

3.142. 흙의 전단강도

1. 안식각: 흙을 높이 쌓아두면 미끄러져 내려와 일정한 각도의 경사면으로 안정된다. 이 경사면의 각을 안식각이라 한다(입자간의 점착력을 고려하지 않았을 때 안식각은 흙의 입자간 마찰저항에 의하여 형성되므로 내부 마찰각과 같다).
2. 모어-쿨롱(Mohr-Coulomb)의 방정식: 김상식 철근콘크리트구조 P.314 참조

3.143. 횡방향 토압계수

1. 主動土壓: 중력식 옹벽에서 벽체 오른편의 흙은 팽창이 가능한 상태에서 옹벽을 밀어내려는 압력을 가한다. 이러한 압력을 주동토압이라 한다.
2. 受動土壓: 벽체 왼편의 흙은 횡압으로 인하여 수축되고 위로 떠올려 오르는 상태가 되는데 이때 이러한 흙이 나타내는 저항력을 수동토압이라고 한다.

$$3. \text{주동토압계수 } K_A = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$4. \text{수동토압계수 } K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right), \text{ 점착력이 없는 상태에서는 } K_p = 1 / K_A - \text{주동토압계와 수동토압계수는 서로 역수관계를 가지게 된다.}$$

5. 정지토압계수: 흙이 주변조건의 변화에 따라 팽창하게 되는 경우에는 횡방향으로 주동토압이 작용하고, 수축하게 되는 경우에는 수동토압이 작용하나, 팽창도 수축도 하지 않는 정지상태에서도 횡방향으로 토압이 작용한다. 이러한 자연상태에서 수평압력의 수직압력에 대한 비를 정지토압계수라 한다.

3.144. 옹벽설계에 대한 검토

1. 옹벽을 이루는 각 부재는 토압을 포함한 작용하중을 지지할 수 있는 충분한 강도를 가지도록 설계되어야 한다.
2. 토압에 대한 옹벽 전체의 안정성의 검토
 - 1) 전도모멘트 미끄러짐 지내력 옹벽의 안정성 검토에서는 실제토압과 사용 고정하중 및 적재하중을 대상으로 하고 하중계수는 적용되지 않는다.

3.145. 소요강도

1. 토압을 지지하는 구조에 대한 소요강도
 - 1) 토압 H 를 설계에 포함하는 경우 $U=1.4D+1.7L+1.7H$
 - 2) D 또는 L 이 H 의 영향을 감소시키는 경우 $U=0.9D+1.7H$
 2. 압축판: 기초의 자중은 상방향 토압에 의한 모멘트를 감소시키므로 하중계수를 0.9
 3. 뒤틀림판: 뒤틀림판에서는 캔틸레버의 인장측이 벽체에 지지되는 형태로 압축측의 트러스작용에 의하여 지지면에서 d 거리 이내의 하중이 직접 전달되는 것을 기대할 수 없으므로, 벽체면을 위험단면으로 한다.
 4. 벽체: 절단되는 철근은 휨을 저항하는 데 더 이상 필요하지 않는 점에서 보의 유효높이 d 나 또는 철근지름의 12배, 즉 $12d_b$ 중 큰값 만큼 더 연장하여야 한다. 벽체에 배근되는 수직 및 수평철근의 배근 간격은 벽두께의 3배 이하 또는 45cm 이하
- 3.146. 전도와 미끄러짐에 대한 검토
1. 저항모멘트(안정모멘트): 옹벽이 전도에 대한 안정성을 유지하기 위하여서는 계산된 안정모멘트가 전도모멘트의 1.5배 이상 $M_r \geq 1.5 M_o$
 2. 옹벽이 미끄러짐변형을 방지하기 위하여서는 옹벽기초판 콘크리트와 흙간의 마찰저항을 크게 하고, 수동토압이 생기도록 옹벽을 흙속에 묻히게 하는 것이 좋다.
 3. 옹벽의 미끄러짐변형에 대하여 안정 $(W \cdot \mu + P_v) \geq 1.5(P_{A1} + P_{A2})$
 4. 중력식 옹벽에서는 교란되지 않은 흙만이 수동토압을 나타내기 때문에 지표면에서 30-50cm 두께의 표토 부분의 흙은 수동토압의 계산에 포함시키지 않는 것이 좋다.
- 3.147. 접지압에 대한 검토
1. 단위폭에 대한 최대접지압 q_1 과 최소 접지압 q_2 $q_1, q_2 = \frac{W}{A} \pm \frac{M}{I} \left(\frac{l}{2} \right)$
 2. 수직하중과 수평하중에 의한 휨모멘트 $M = M_o - \sum W_i \left(a_i - \frac{l}{2} \right) = M_o - M_r + W \left(\frac{l}{2} \right)$
 3. 접지압 q_1 은 허용 지내력 q_a 를 초과할 수 없으므로 $q_1 = \frac{W}{I} + \frac{6M}{l^2} \leq q_a$, 접지압의 검토는 토압에 관한 것이므로 하중계수를 적용하지 않는다.
- 3.148. 중력식 옹벽 설계
1. 수동토압계수 $K_p = 1 / K_A$
 2. 주동토압의 합력 $P_A = \frac{1}{2} K_A \gamma H^2 + K_A sH$
 3. 수동토압의 합력 $P_v = \frac{1}{2} K_p \gamma H_o^2$
 4. 옹벽 각 부위의 무게 및 옹벽의 앞 끝에 대한 저항모멘트
 5. 전도모멘트의 검토 $M_o = P_{A1} \cdot y_1 + P_{A2} \cdot y_2$ $M_r = \sum W_i a_i$
 6. 미끄러짐 검토 $(W \cdot \mu + P_v) \geq 1.5(P_{A1} + P_{A2})$
 7. 지내력 검토 $M = M_o - M_r + W \left(\frac{l}{2} \right)$
 8. 1m폭에 대하여 $\frac{W}{I} + \frac{6M}{l^2} \leq q_a$
- 3.149. 캔틸레버 옹벽 설계
1. 뒤틀림판길이의 결정 $(W \cdot \mu + P_v) \geq 1.5(P_{A1} + P_{A2})$
 2. 앞굽판길이의 결정 $M_r (\sum W_i a_i) \geq 1.5 M_o (P_{A1} \cdot y_1 + P_{A2} \cdot y_2)$
 3. 접지압 검토 $M = M_o - M_r + W \left(\frac{l}{2} \right)$ $q_1 = \frac{W}{I} + \frac{6M}{l^2} \leq q_a$
 4. 뒤틀림판 설계

1)전단 검토(1m폭) $V_u = W_u I_u \geq \phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} bd$

2)뒷굽판 모멘트 계산에서 유효길이는 뒷굽판길이에 벽체 피복두께 및 철근 중심거리가 가산된 것으로 하여 $M_u \quad j_d = 0.9d \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_d} \quad A_{s, \min} = \frac{14}{f_y} bd \leq A_s$

3)횡방향철근: 건조수축 및 온도철근으로 하여 0.0018사용

5.앞굽판 설계

1)전단력 검토(1m폭): $\phi V_c = \phi 0.53 \sqrt{f'_c} bd \geq V_u$

2) $M_u \quad j_d = 0.9d \quad A_s = \frac{M_u}{\phi f_y j_d} \quad A_{s, \min} = \frac{14}{f_y} bd \leq A_s$

6.벽체설계

1) $M_u = \left(\frac{1}{2} K_{AY} V^2 \cdot \frac{V}{3} + K_{AS} \frac{V^2}{2} \right) \times 1.7$

2)벽체의 초소 수평철근비 A_{sh} 는 0.002 사용

3)배근간격은 벽두께의 3배 또는 45cm이하

4)절단철근의 연장: d나 또는 철근지름의 12배, 즉 $12d_b$ 중 큰값

3.150.벽체설계개요

- 1.외벽은 자중을 지지하는 이외에 기둥과 보가 이루는 장방형의 면에서 풍압을 견딜 수 있는 강도를 가져야 한다.
- 2.내력벽은 자중과 더불어 수직방향으로 전달되는 하중을 지지하는 구조기능을 가진 벽으로, 보통 철근콘크리트로 설계
- 3.전단벽은 철근으로 보강되어 수직하중과 함께 바람, 지진 등에 의한 수평하중도 지지할 수 있게 설계된 콘크리트 벽

3.151.내력벽의 설계

- 1.벽체를 띠기둥의 연속으로 생각하여 단위폭에 대하여 기둥과 같이 휨과 축하중을 받는 부재로 설계하는 방법
- 2.실용설계법을 적용하는 방법
- 3.집중하중에 대한 벽체의 유효 수평길이: 집중하중에 대하여 벽체의 유효 수평길이는 하중 사이의 중심거리나 또는 지압폭에 벽 두께의 4배를 더한 값을 초과하지 않는 길이
- 4.최소 수직철근비: 벽체의 전 단면적에 대하여 최소 수직철근비는, $f_y \geq 4,000 \text{ kg/cm}^2$ 이상인 D16이하의 이형철근이나 지름 16mm 이하의 용접철망에 대해서는 0.0012, 그 외의 이형철근에 대해서는 0.0015
- 5.최소 수평철근비: 벽체의 전단면적에 대하여 최소 수평철근비는, $f_y \geq 4,000 \text{ kg/cm}^2$ 이상인 D16이하의 이형철근이나 지름 16mm 이하의 용접철망에 대해서는 0.0020, 그 외의 철근에 대해서는 0.0025
- 6.철근배근: 수직 및 수평철근의 배근간격은 벽두께의 3배 이하 또는 45cm 이하로 하며, 두께 25cm 이상의 벽체에서는 각 방향으로 벽면에 평행하게 양면으로 배근
- 7.벽체의 최소두께: 벽체의 최소두께는 실용설계법으로 설계하는 경우 내력벽의 수직 또는 수평 지점간의 거리 중 작은 값의 1/25 이상 또는 10cm 이상, 지하실 외벽이나 기초벽체 두께는 20cm 이상, 내력벽을 압축재 설계방법으로 설계하는 경우에는 벽체의 최소두께 제한을 받지 않는다. 비내력벽에서는 초소두께를 10cm 이상 또는 이를 수평으로 지지하고 있는 부재 최소거리의 1/30 이상

3.152.실용설계법에 의한 벽체설계

1. 벽체의 단면이 장방형이고 설계하중의 합력이 벽두께의 중앙 1/3 이내의 위치에 작용할 때
 벽체의 설계 축하중 $\phi P_{nw} = 0.55\phi f'_c A_g \left[1 - \left(\frac{k l_c}{32h} \right)^2 \right]$ $\phi = 0.7$

2. 유효길이 k

1) 버팀지지된 벽체에서 상, 하 양단부 중 한쪽이나 양쪽의 회전이 구속되어 있을 때 $k = 0.8$

2) 버팀지지된 벽체의 상하 양단부의 회전이 구속되어 있지 않을 때 $k = 1.0$

3) 버팀지지되지 않은 벽체 $k = 2.0$

3. 실용설계법은 축하중이 벽중심에서 $h/6$ 이내의 편심으로 작용하여 벽체의 어느 부분에도 인장응력이 생기지 않을 때 (김상식 철근콘크리트구조 P.334 참조)

3.153. 압축재 설계법에 의한 벽체설계

1. 장방형이 아닌 단면은 모멘트의 영향이 커서 계산된 축하중의 편심이 $h/6$ 를 넘는 경우에는 실용설계법으로 설계할 수 없고, 압축재로 설계하여야 한다.

2. 압축재로 설계되는 벽체의 횡보강 철근에 대해서는 수직철근비가 0.01 이하이거나 수직철근이 압축철근으로 산정된 것이 아닌 경우에는 횡방향 띠철근을 배근하지 않아도 된다.

3. 일반적으로 벽체에서 수평철근을 기둥의 띠 철근과 같이 배근하기는 어려우므로, 두꺼운 벽체를 제외하고는 수직철근비를 0.01 이하로 하거나 수직철근의 압축력 지지성능을 고려하지 않고 벽체를 설계하여 횡방향 철근을 최소 수평철근비로 배근하는 것이 실용적이다.

3.154. 내력벽 설계

1. 최소 벽두께 $h_{\min}$ 계수 축하중 P_u

2. 지압검토 $\phi(0.85 f'_c A_1) > P_u$, 벽체의 유효 수평길이 $b_e = b + 4h$

3. 설계 축하중 $\phi P_{nw} > P_u$ 배근설계: 최소 철근비를 적용하여 수직철근 A_{sv} A_{sh}

4. 최대 철근 간격 $s_{\max} = 3h$

3.155. 전단벽 설계에서 고려할 점들

1. 슬래브는 깊은 보와 같이 수평처짐에 대하여 큰 강성으로 수평전단력을 전단벽체에 전달하여 기둥과 전단벽체의 강성에 따라 수평전단력을 분배하는 역할을 한다.

2. 전단벽과 골조의 배치가 대칭으로 되어 있지 않으면 건물의 중심과 전단중심이 일치하지 않아 비틀림 변형이 생긴다.

3. 건물의 길이에 비하여 높이가 비교적 낮은 건물에서는 전단력의 영향이 커서는 전단응력과 휨응력이 보의 설계에서와 비슷하게 검토된다.

3.156. 벽체의 전단설계

1. 실험결과를 토대로 벽체의 공칭 전단강도의 상한선 $V_n \leq 2.7\sqrt{f'_c}hd$

2. d 는 전단벽의 유효층으로 전단벽의 수평길이 l_w 의 0.8배

3. 콘크리트의 전단강도는 벽체에 압축력이 작용할 때 $V_c = 0.53\sqrt{f'_c}hd$

4. 인장력 N_u 가 작용할 때에는 $V_c = 0.53 \left(1 + \frac{N_u}{35A_g} \right) \sqrt{f'_c}hd$ 에 의한 값 이하로 한다.

5. N_u 는 계수를 적용한 축하중으로 인장력의 경우는 (-)

6. 위의 V_c 대신에 다음의 두 식에 의한 값 중 작은 값을 V_c 로 할 수 있다.

$$V_c = 0.88\sqrt{f'_c}hd + \frac{N_u d}{4l_w} \Rightarrow A \quad V_c = \left[0.16\sqrt{f'_c} + \frac{l_w(0.33\sqrt{f'_c} + 0.2 N_u / l_w h)}{M_u / V_u - l_w / 2} \right]hd \Rightarrow B$$

7. $(M_u / V_u - l_w / 2)$ 가 (-)이면 위식 B는 적용되지 않는다.

8. A는 전단벽 단면의 도심에서 전단력과 축하중에 의한 주인장응력이 약 $1.1\sqrt{f'_c}$ (kg/cm^2)이 되었을 때 웨브의 전단균열이 발생함을 예측하는 식이고, 식B는 벽체 밑면으로부터 $l_w/2$ 위

치의 단면에서 휨인장응력이 $1.1\sqrt{f'_c}(\text{kg/cm}^2)$ 에 달했을 때 휨-전단균열이 발생함을 예측하는 식이다.

9.벽체의 전단검토에서 위험단면은 벽체 밑면에서 $l_w/2$ 또는 $h_w/2$ 중 더 가까이 있는 단면으로 한다.

10.계수전단력 V_u 의 값이 전단강도 ϕV_c 를 초과하면 수평전단 보강근이 배근되어야 한다.

11.수평전단 보강근의 공칭 전단강도 $V_s = \frac{A_v f_y d}{s_2}$

12.수평전단 보강근의 단면적 $A_v = \frac{(V_u - \phi V_c) s_2}{\phi f_y d}$

13.계수전단력 V_u 가 $\phi V_c/2$ 미만일 때에는 벽체의 철근보강을 내력벽 최소 철근비에 따라 할 수 있으나, V_u 가 $\phi V_c/2$ 이상일 때에는 다음의 철근비 및 철근 간격에 맞게 하여야 한다.

1)수평전단 보강근의 전체 수직단면적에 대한 철근비 $\rho_h \geq 0.0025$

2)수평전단 보강근의 간격 $s_2 \leq (l_w/5, 3h, 45\text{cm})$ 중 최소치

3)수직전단 보강근의 전체 수평단면적에 대한 철근비

$$\rho_n \geq 0.0025 + 0.5 \left(2.5 - \frac{h_w}{l_w} \right) (\rho_h - 0.0025) \quad \rho_h \geq 0.0025$$

4)수직전단 보강근의 간격 $s_1 \leq (l_w/3, 3h, 45\text{cm})$ 중 최소치, 수평전단 보강철근비보다 크게 할 필요는 없다.

3.157.벽체의 휨설계

1.고층건물의 전단벽 설계에서도 실험 연구결과에 의하면 최소 수직전단 보강철근비에 의한 철근량은 벽체의 휨강도를 발휘하는 데 적절한 것으로 나타나고 있다.

2.중립축까지의 거리 c 는 전단벽의 크기, 철근량, 철근과 콘크리트의 강도, 축력의 크기등에 따라 달라진다.

3.콘크리트의 내력 $C_c = 0.85 f'_c \beta_1 c h$

4.변형도가 철근의 항복변형도 ϵ_y 보다 클 때 ϵ_y / ϵ_u 의 비를 β 로 나타내면, 압축철근과 인장철근의 내력 $C_s = \rho_n h \left(c - \frac{\beta c}{2} \right) f_y$ $T_s = \rho_n h \left(l_w - c - \frac{\beta c}{2} \right) f_y$

5.수직방향에 대한 힘의 평형조건 $C_c + C_s - T_s - N_u = 0$

6.설계모멘트 $\phi M_n = \phi [0.5 (A_s f_y + N_u) (l_w - c)]$

7.양단부에 추가로 배근되는 철근들 중심간의 거리를 z 라 하면, 추가 철근량

$$A_s^* = \frac{M_u - \phi M_n}{\phi f_y z}$$

3.158.전단벽 설계

1.단면의 최대 전단강도 $d = 0.8 l_w$ $\phi V_n \leq \phi 2.7 \sqrt{f'_c} h d$ $V_u \leq \phi V_n$

2.콘크리트의 전단강도 $\phi V_c \leq \phi 0.53 \sqrt{f'_c} h d \geq V_u$

3.전단보강근 설계 $\frac{A_v}{s_2} = \frac{(V_u - \phi V_c)}{\phi f_y d}$

4.철근간격 $s_2 \leq (l_w/5, 3h, 45\text{cm})$ 중 최소치

5.수직전단 보강근 $\rho_n \geq 0.0025$ $A_{sv} = \rho_n l_w d$

6.휨모멘트 검토 $c = \frac{A_s f_y + N_u}{2 A_s f_y + 0.85 \beta_1 l_w h f'_c} l_w$

$$7. \phi M_n = \phi [0.5 (A_s f_y + N_u)(l_w - c)] \quad M_u = V_u h_w \leq \phi M_n$$

$$8. \text{추가철근량 } A_s^* = \frac{M_u - \phi M_n}{\phi f_y z}$$

3.159. 허용응력도 설계 개요

1. 부재의 거동을 탄성이론에 의하여 해석하고, 여러 하중에 대하여 적당한 안전율을 사용하여 부재에 생기는 응력이 탄성한계를 벗어나지 않는 허용응력의 범위 안에 있도록 설계하는 방법이다.
2. 재료의 비선형성과 하중의 특성을 설계에 반영할 수 없는 이유들로 인하여 점차 강도설계법으로 대체

3.160. 콘크리트의 허용응력도

허용압축응력도	중심축력일 때 $f_c=0.3 F_c$		비고
	휨, 偏心荷重일 때 $f_b=0.4 F_c$		
허용전단응력도	일반	전단보강철근이 없을 때 $v_c=0.3\sqrt{F_c}$	
		전단보강할 때 최대값 $v_c\leq 1.33\sqrt{F_c}$	
	슬래브 및 기초바닥	전단보강철근이 없을 때 $v_c=0.53\sqrt{F_c}$	
		전단보강할 때 최대값 $v_c\leq 0.8\sqrt{F_c}$	
허용부착응력도(이형철근)	상단철근 $u_c\leq \frac{1}{15} F_c$ 또는 $9+\frac{1}{75} F_c$		
	하단철근 $u_c\leq \frac{1}{10} F_c$ 또는 $13.5+\frac{1}{25} F_c$		
	* 상단철근은 휨재에 있어서 그 철근 밑에 30cm이상의 콘크리트가 쳐질 경우의 수평철근을 말한다.		
	* 다만 $F_c\geq 250kg/cm^2$ 일 때 $F_c=250kg/cm^2$ 으로		
허용지압응력도	전단면에 재하될 때 $f_c=0.3 F_c$		
	부분적으로 재하될 때 $f_c=(0.5-0.2\frac{A'}{A}) F_c$		

3.161. 이형철근의 허용응력도

$${}_s f_c = f_c \leq \frac{F_y}{1.5} \quad \text{철근직경 } D \leq 25 \text{ mm 일 때 } 2.20 \text{ t/cm}^2 \text{ 이하, } D \leq 29 \text{ mm 일 때 } 2.00 \text{ t/cm}^2$$

$$f_v = \frac{F_y}{1.5} \text{ 또는 } 2.00 \text{ t/cm}^2 \text{ 이하}$$

3.162. 허용응력법에서의 가정

1. 콘크리트는 인장력을 지지할 수 없다(강도설계법에서도 동일 적용).
2. 휘기 전에 보의 축에 수직인 단면은 휨 후에도 평면을 유지(강도설계법에서도 동일 적용)
3. 응력과 변형도는 비례한다.

3.163. 허용응력 설계기준 구조제한

1. 장기하중을 받을 때 정.부 최대 휨모멘트가 작용하는 부분의 인장 철근 단면적은 $0.004bd$, 또는 존재응력으로 인하여 필요로 하는 양의 4/3배 중 작은 값 이상으로 한다.
2. 주요한 보는 전 스패를 복근으로 한다.
3. 주근은 원형철근일 때 12mm 이상, 이형철근일 때에는 D13 이상으로 한다.
4. 주근의 순 간격은 특별한 경우를 제외하고 2.5cm 이상, 또는 공칭 지름의 1.5배 이상으로 한다.
5. 주근의 배치는 특별한 경우를 제외하고는 2단 이하로 한다.

6. 철근의 피복두께는 3cm 이상으로 한다.

3.164. 평형철근비

1. 평형철근비 상태에서 응력중심 거리비는 콘크리트의 압축강도와 철근의 허용 인장응력도에 따라 0.824에서 0.903까지 변하고 있다.

2. 평형철근비 이하일 때에는 응력중심 거리비의 값을 근사적으로 $0.875 (=7/8)$

$$M = 0.875 a_t f_t d$$

3. 위 식을 적용하는 데에는 $f_t = 1,600 \text{ kg/cm}^2$ 의 철근은 압축강도가 $150 - 210 \text{ kg/cm}^2$ 까지의 콘크리트에만 사용하고 그 이상의 압축강도를 가진 콘크리트에는 $f_t = 2,000 - 2,200 \text{ kg/cm}^2$ 의 철근을 사용하는 것이 바람직하다.

3.165. 단근장방형보 허용응력설계1

1. 중립축비 $k = \frac{n}{n + \frac{\sigma_t}{\sigma_c}}$

2. 단면산정 b 가정 $\rightarrow M = \frac{1}{2} \cdot f_b \cdot b \cdot kd \cdot (1 - \frac{k}{3})d \rightarrow b \cdot d$ 결정

3. p_t 산정 $p_t = \frac{k^2}{2n(1-k)}$

4. a_t 산정 $a_t = p_t b d$

5. 수정된 p_t 로 M 확인 $k = n p_t (\sqrt{1 + \frac{2}{n p_t}} - 1)$

3.166. 단근장방형보 허용응력설계2

1. 인장철근비 $p_t = \frac{a_t}{b d}$

2. 중립축위치 $k = n p_t (\sqrt{1 + 2/n p_t} - 1) k d$

3. 응력중심거리 $j d = (1 - k/3)d$

4. 단면2차모멘트 $I_n = \frac{k^2(3-k)}{6} b d^3$

5. 단면계수 인장축 $Z_t = \left(\frac{3-k}{3}\right) p_t b d^2$ 압축축 $Z_t = \left[\frac{k(3-k)}{6}\right] b d^2$

6. 허용휨모멘트 $M = a_t f_t j d$ 또는 $M = \frac{3-k}{3} p_t f_t b d^2$

3.167. 보의 최대응력 계산

1. 최대 휨모멘트 $M_{\max} = \frac{w l^2}{8}$ 압축응력 $\sigma_c = \frac{M_{\max}}{Z_c}$ 인장응력 $\sigma_t = \frac{M_{\max}}{Z_t}$

3.168. 최대모멘트에 대한 단면과 철근량 산정

1. 허용응력도 철근비 중립축비 $b d$ 철근량 전체충

3.169. 복근 장방형보의 응력해석

1. 보의 단면은 제한되어 있는데 작용하는 휨모멘트의 크기가 평형철근비 상태에서 보의 허용 휨모멘트보다 큰 경우에는 인장철근의 양을 늘려도 파괴가 압축콘크리트에서 생기므로 압축축에도 철근으로 보강하지 않으면 안된다.

2. 복근 장방형보의 모멘트 저항능력은 단근보의 모멘트 저항능력에 압축축과 인장축에 추가로 배근된 같은 양의 철근의 모멘트 저항능력이 더해진 것과 같다.

3.170. 복근장방형보의 평형철근비

1. 압축강도가 낮은 콘크리트에서는 압축철근비가 증가하여도 평형철근비의 값이 작은 폭으로 증가하나, 압축강도가 높은 콘크리트에서는 큰 폭으로 증가

3.171. 압축철근 지정시 복근장방형보의 계산

$$1. \text{압축철근의 효과를 고려하였을 때 } r = \frac{a_c}{a_t}$$

$$2. \text{중립축 위치 } k = np_t \left[\sqrt{(1+r)^2 + \frac{2}{np_t} \left(1 + r \frac{d_c}{d}\right)} - (1+r) \right]$$

$$3. \text{단면2차모멘트 } I_n = \frac{1}{3} b (kd)^3 + (n-1) a_t (kd - d_c)^2 + n a_t (d - kd)^2$$

$$4. \text{단면계수 압축축 } Z_c = \frac{I_n}{kd} \quad \text{인장축 } Z_t = \frac{I_n}{n(1-k)d}$$

$$5. \text{허용휨모멘트 } M_2 = R_2 b d^2 \quad R_2 = \frac{f_t}{2n(1-k)} \left\{ k^2 \left(1 - \frac{k}{3}\right) + 2nr p_t \left(k - \frac{d_c}{d}\right) \left(1 - \frac{d_c}{d}\right) \right\} \quad \text{또는}$$

$$M_2 = Z_t \cdot f_t$$

3.172. 복근 장방형보의 설계

1. 보의 설계에서는 인장철근비를 평형철근비 이하로 하여 보의 저항 휨모멘트가 인장철근에 의하여 결정되도록 하여야 한다.
2. 어떤 설계조건에 의하여 인장철근비가 평형철근비를 넘게 되는 경우에는 압축철근의 사용을 늘려 평형철근비를 증가시켜 인장철근비를 항상 평형철근비 이하로 유지하여야 한다.
3. 구조제한에 규정된 바와 같이 주요한 보는 복근
4. 전단보강을 위한 스테럽을 배근하기 위하여서는 계산상 필요하지 않은 경우에도 압축철근을 배근
5. 실제 설계에서는 압축철근을 인장철근의 0.5배 내외로 하는 것이 실용적
6. 복근 장방형보의 설계에서는 정산식보다 다음의 두 가지 근사식이 통용

3.173. 복근장방형보의 약산식에 의한 설계

1. 인장철근비가 평형철근비 이하일 때 허용 휨모멘트는 근사적으로 $M = 0.875 a_t f_t d$ 로 계산

3.174. 복근장방형보의 도표에 의한 설계

1. R 은 인장 및 압축철근비, 탄성계수비, 콘크리트의 허용 휨압축응력도 또는 철근의 허용 인장응력도, d_c/d 등의 함수가 된다.
2. 콘크리트의 허용 휨압축응력도와 철근의 허용 인장응력도는 설계조건으로 주어지며, 탄성계수비는 $n=15$ 의 값으로 하고 있기 때문에 $d_c/d=0.1$ 로 가정하면 R 의 값은 인장 및 압축철근비의 함수로 나타낼 수 있다.
3. 보의 설계에서 압축철근은 보통 인장철근의 0.4-0.6배 정도가 적당하며, 보의 총 D 는 유효 총 d 에 철근피복두께, 스테럽, 보철근 중심간격 등을 고려하여 5cm를 더한 값으로 한다.
4. 보의 총 폭의 1.5-2.5배 정도는 하는 것이 좋다.

3.175. 복근장방형보의 철근보강 설계

$$1. f_b \quad f_t \quad d \quad \text{약산식으로 하는 경우 } a_t = \frac{M}{0.875 f_t d} \quad p_t = \frac{a_t}{bd}$$

$$2. r=0.4 \text{로 하면 } a_c = 0.4 a_t \quad \text{도표를 사용하는 경우 } R = \frac{M}{b d^2}$$

$$3. \text{부그림에서 } r=0.4 \text{로 했을 때 } p_t \quad \text{배근결정}$$

3.176. T형보의 평형철근비

1. T형보에서는 인장철근비가 플랜지의 유효폭 B 와 유효총 d 가 이루는 단면적 Bd 에 대한 인장철근의 단면적의 비이므로, 일반적으로 T형보의 철근비는 평형철근비보다 작다.
2. T형보의 허용 휨모멘트는 실제 설계에서는 철근의 응력이 허용 인장응력도에 도달했을 때에 의하여 결정되며 약산식에서는 $M = 0.875 a_t f_t d$ 의 계산식을 적용할 수 있다.

3.177. 복근 T형보의 설계

1. 철근비 $p_t = \frac{a_t}{Bd}$ $p_{tb} = \frac{1}{2n} \left[t_1(2 - t_1) \frac{n f_b}{f_t} - t_1^2 \right]$ 중립축거리 $k = \frac{n p_t + \frac{1}{2} t_1^2}{n p_t + t_1}$
2. 응력중심거리 $j = \frac{12(1 - t_1) + 4 t_1^2 + t_1^3 / n p_t}{12 - 6 t_1}$
3. 단면 2차모멘트 $I_n = \frac{1}{3} B(kd)^3 - \frac{1}{3} (B - b) (kd - t)^3 + n a_t (d - kd)^2$
4. 압축측 단면계수 $Z_c = \frac{I_n}{kd}$ 인장측 단면계수 $Z_t = \frac{I_n}{n(d - kd)}$
5. 허용휨모멘트 $M_2 = R_2 B d^2$ $R_2 = \frac{12 - 12 t_1 + 4 t_1^2 + t_1^3 / n p_t}{12 - 6 t_1} p_t f_t$ 또는 $M_2 = Z_t f_t$ 에서 차이는 응력해석시 근사적으로 무시한 부분에 의한 차이

3.178. 슬래브의 허용응력 설계 개요

1. 슬래브는 판재로서 응력분포는 두 방향의 처짐에 대한 미분방정식을 풀어야 얻을 수 있다.
2. 슬래브 설계는 주로 보에 의하여 지지되는 경우를 대상으로 하고 있기 때문에 전단응력에 대한 검토는 무시되고 휨모멘트만 고려되고 있다.
3. 슬래브에는 간벽 등에 의한 집중하중이나 등분포하중이 아닌 하중이 작용하는 경우도 있으나, 설계에서는 면적에 균등하게 분포되는 것으로 가정하여 등분포하중만 설계대상으로 하고 있다.

3.179. 슬래브의 구조제한

1. 슬래브의 두께는 아래의 값 이상, 또는 8cm 이상

지지조건	주변고정	캔틸레버
$\lambda \leq 2$ 의 2방향 슬래브	$\frac{\lambda I_x}{16 + 24\lambda}$	-
$\lambda > 2$ 의 1방향 슬래브	$\frac{I_x}{32}$	$\frac{I_x}{16}$

2. 이 제한에 따르지 않을 경우는 적당한 계산 또는 실험에 의해 슬래브에 유해한 처짐 및 진동장해가 생기지 않는 것을 확인해야 한다.
3. 슬래브의 인장철근은 $9\phi(D10)$ 이상 철근 또는 지름 6mm 이상의 용접철망

방 향	철근간격
단변방향	20cm 이하, 지름 9mm 미만의 용접철망에서는 15cm 이하
장변방향	30cm 이하, 슬래브 두께의 3배 이하, 지름 9mm 미만의 용접철망에서는 20cm 이하

4. 슬래브의 각 방향의 최소 철근비는 콘크리트 전체면적에 대하여 0.2% 이상
5. 철근의 피복두께는 2cm 이상
6. 경미한 슬래브 또는 특수한 슬래브에서는 이 구조제한에 따르지 않을 수 있다.

3.180. 2방향 슬래브 하중

1. α 는 보의 경계조건에 의하여 정하여지는 계수
2. 긴 변이 짧은 변의 2배인 경우, 즉 $I_x = 2 I_y$ 인 슬래브에서는 식 $w_x = \frac{I_y^4}{I_x^4 + I_y^4} w$ 로부터 $w_x = 0.94 w$ 로 계산되어, 94퍼센트의 슬래브 하중이 짧은 변 방향에서 지지되기 때문에 긴 변 방향으로 지지되는 하중을 무시하고 1방향 슬래브로 다루게 된다.

3.181. 2방향 슬래브 설계모멘트

1. 4변이 고정 되어 있고 등분포하중을 받는 장방형 슬래브는 휨모멘트를 다음과 같이 계산하

도록 규정

$$2. \text{짧은 변 방향: 단부 } M_{x1} = -\frac{1}{12} w_x l_x^2 \quad \text{중앙부 } M_{x2} = \frac{1}{18} w_x l_x^2$$

$$3. \text{긴 변 방향: 단부 } M_{y1} = -\frac{1}{24} w l_x^2 \quad \text{중앙부 } M_{y2} = -\frac{1}{36} w l_x^2$$

4. 위의 식에서 l_x 와 l_y 는 각각 짧은 변과 긴 변의 순 스패 거리

3.182.2방향 슬래브 철근량 계산

1. 계산된 휨모멘트에 대하여 철근보강은 단근보와 같이 인장측 보강을 위주로 하며, 철근의 정착이나 배근의 편이성 등을 고려하는 이외에는 압축철근을 사용하지 않아도 된다.

$$2. \text{주어진 설계모멘트에 대하여 필요한 철근의 단면적 } a_t = \frac{M}{0.875 f_t d}$$

3. 슬래브 설계에서는 철근 단면적의 계산보다 통상 사용되는 철근의 간격으로 나타내는 것이 편리하다.

4. 철근 1개의 단면적 또는 두 종류의 철근이 사용되는 경우 철근 1개의 평균 단면적을 A_ϕ 로 나타내면, 필요한 철근의 개수 $n = \frac{a_t}{A_\phi}$

$$5. \text{단위 폭 1m에 배근 되어야 하는 철근의 간격 } s = \frac{100cm}{n}$$

$$6. \text{철근의 크기가 정하여진 경우 그 간격 } s = \frac{a_t d}{M} \quad a = 0.875 f_t A_\phi$$

7. 건물의 바닥슬래브 보강철근으로는 D10과 D13 철근이 많이 쓰이며, 지하구조의 내수압 슬래브에서는 D16 이상의 철근도 사용

3.183.2방향 슬래브의 최소 철근량

1. 지붕슬래브로 더운 여름철에는 태양열에 의하여 지붕 윗면에 생기는 부 모멘트의 크기가 수직하중에 의한 정 모멘트의 크기보다 더 커져 슬래브의 윗면에 균열을 일으키는 경우가 많다.

2. 최소 철근비는 구조제한에 기술되어 있는 바와 같이 $p_t = 0.002$

3.184.2방향 슬래브 설계

$$1. \lambda = \frac{l_y}{l_x} \quad \text{슬래브 두께 } t_{\min} = \frac{\lambda l_x}{16 + 24\lambda} \quad \text{슬래브 모멘트 } w_x = \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} w$$

$$2. \text{단변방향: 단부 } M_{x1} = -\frac{1}{12} w_x l_x^2 \quad \text{중앙부 } M_{x2} = \frac{1}{18} w_x l_x^2$$

$$3. \text{장변방향: 단부 } M_{y1} = -\frac{1}{24} w l_x^2 \quad \text{중앙부 } M_{y2} = -\frac{1}{36} w l_x^2$$

4. 최소 철근비에 의한 최대 철근간격

1) 단변방향 $d=12cm$ - 피복두께 $2cm$ - 철근중심 $0.5cm$

2) 장변방향 $d=12cm$ - 피복두께 $2cm$ - 단변방향철근 $1cm$

5. 구조제한에서 철근간격

6. 연단으로부터 $l_x/4$ 폭의 주열대에서는 주간대 모멘트의 $1/2$ 을 설계모멘트로 하기 때문에 주간대 철근 간격을 2배로 할 수 있다.

3.185.기둥의 허용응력 설계 개요

세장효과는 단면의 최소치수에 대한 유효높이에 따라 감소계수를 적용하는, 비교적 단순한 형태로 규정되어 있으며, 모멘트 증대계수는 적용되지 않는다.

3.186.기둥의 구조제한

- 1.기둥 단면의 최소치수는 20cm 이상이고, 최소 단면적은 600cm^2 이상, 창문틀 기둥은 제외
- 2.기둥의 주근은 13mm 이상, 주근의 개수는, 띠기둥은 최소 4개 이상, 나선기둥은 6개 이상
- 3.기둥의 최소 및 최대 철근비

h/D	최소철근비(%)	콘크리트의 종류 (kg/ccm^2)	최대철근비(%)
≤ 5	0.4	$F_c < 180$	4
> 10	0.8	$F_c \geq 180$	6

- 4.띠철근은 지름 6mm이상, 최소간격은

1)축방향철근 지름의 16배 띠철근 지름의 48배 기둥의 최소 폭 30cm

- 5.나선철근은 지름 6mm 이상, 나선철근의 간격은 다음 값 이하

1)8cm

2)기둥 유효지름의 1/6, 그리고 다음 값 이상

a.3cm 굵은 골재의 1.5배

3)철근의 피복두께는 3cm 이상이어야 한다.

- 3.187.중심축하중을 받는 기둥의 설계개요

1.철근과 콘크리트 사이에 변형도의 적합조건이 만족되는 경우 기둥에 작용하는 축하중

$$N = \sigma_c A_c + \sigma_t A_s$$

2.하중의 극한상태에서 철근이 먼저 항복한 후 콘크리트가 파괴되는 경우 기둥이 지지할 수 있는 극한하중 $N_u = 0.85 F_c (A_g - A_{st}) + F_y A_{st}$

3.안전율을 2.5로 하였을 때 최대 허용축력 $N_o = 0.34 F_c (A_g - A_{st}) + 0.4 F_y A_{st}$

- 3.188.중심축하중을 받는 단주

1.근사화되어 최대 허용축력 $N_o = 0.3 F_c A_g + 0.4 F_y A_{st}$

2.단면적 $A_s = \frac{\pi D_s \cdot a_s}{s}$

3.기둥에서 최대 허용축력 $N_o = 0.3 F_c A_c + 0.4 F_y A_{st} + 0.75 F'_y A_a$

4.다음의 조건식을 만족하여야 한다. $0.3 F_c A_c + 0.75 F'_y A_a \leq 0.5 F_c A_g$

5.나선철근에서는 A_g 대신 A_c 가 쓰임에 유의

- 3.189.중심축하중을 받는 장주

1.장방형 단면 $\lambda = \frac{\sqrt{12}h}{D}$ 원형 단면 $\lambda = \frac{4h}{D}$

2.기둥의 내력감소계수 R

띠 기 둥		나선기둥	
h/D	R	h/D	R
15	1.0	10	1.0
20	0.9	15	0.8
25	0.7	20	0.5

- 3.190.기둥의 최대 허용축력을 계산

1.단주,장주 적용 여부 $\frac{h}{D}$ 철근비 $p_g = \frac{A_{st}}{A_g}$ 최소 철근비는 직선보간

2.최대 철근비 최대 허용축력 $N_o = 0.3 F_c A_g + 0.4 F_y A_{st}$

- 3.191.기둥설계

1.철근비를 2%로 하면 $N_o = A_g (0.3 F_c + 0.4 F_y p_g)$

2.치수 35cm의 정방형 기둥

3. 내력감소계수 $\frac{h}{D} \quad R$

4. 내력감수계수를 적용 $N_o = R(0.3 F_c A_g + 0.4 F_y A_s) \quad A_s$

3.192. 나선철근기둥 설계

1. A_c

2. D_s

3. 나선철근의 등가단면적 $A_s = \frac{\pi D_s \cdot a_s}{S} \quad N_o = 0.3 F_c A_c + 0.4 F_y A_s + 0.75 F_y' A_a$

4. $N_o = 0.3 F_c A_g + 0.75 F_y A_a \leq 0.5 F_c A_g$

5. 철근비 검토

3.193. 휨과 축하중을 받는 장방형 기둥 계산

1. 허용응력도 $f_b \quad f_t$

2. 철근의 단면적 $a_c = a_t$

3. 대칭단면

1) 등가단면 $A_e = bD + 2n a_t$

2) 중심 $g = \frac{D}{2}$

3) 중심에 대한 단면2차모멘트 $I_g = \frac{b D^3}{12} + 2n a_t \left(\frac{D}{2} - d_t \right)^2$

4) 유효층 d

4. 평형중립축 $k_b = \frac{1}{1 + f_t/n f_b}$

5. $k = \infty$ 일 때 $N_o = 0.3 F_c A_g + 0.4 F_y A_s$

6. $k = 4.0$ 일 때

1) kd

2) $S_n = A_e (kd - g)$

3) $I_n = I_g + A_e (kd - g)^2$

4) $e = \frac{I_n}{S_n} + \frac{D}{2} - kd$

5) $N_1 = \frac{S_n}{kd} \cdot f_b$

6) $M_1 = \frac{f_b}{kd} \left[I_n - S_n \left(kd - \frac{D}{2} \right) \right]$

7. $k = 2.0$ 일 때

8. $k = 0.8$ 일 때 (중립축이 단면 안에 있는 경우)

1) $S_n = \frac{b (kd)^2}{2} + n a_c (kd - d_c) + n a_t (kd - d)$

2) $I_n = \frac{b (kd)^3}{3} + n a_c (kd - d_c)^2 + n a_t (kd - d)^2$

3) $e = \frac{I_n}{S_n} + \frac{D}{2} - kd$

4) $N_1 = \frac{S_n}{kd} \cdot f_b$

$$5) M_1 = N \cdot e$$

$$9. k = k_b = 0.3956 \text{ 일 때}$$

$$1) N_1 = \frac{S_n}{kd} \cdot f_b \text{ (콘크리트가 먼저 허용응력도에 도달할 때)}$$

$$2) N_2 = \frac{S_n}{nd(1-k)} \cdot f_t \text{ (인장철근이 먼저 허용응력도에 도달할 때)}$$

$$10. k = 0.32 \text{ 일 때}$$

3.194. 상관곡선에 의한 기둥설계

기둥의 철근비는 최소 0.004에서 최대 0.06의 범위

3.195. 기둥의 보강철근 설계

$$1. \frac{N}{bd} \quad \frac{M}{b d^2}$$

$$2. p_t \quad a_t = p_t b D$$

$$3. \text{철근비 검토} \quad p_g$$

4. 철골구조

骨造構造. 板構造

4.1. 우리나라 철골구조의 연혁

구한말	덕수궁. 서울역. 중앙청 지붕
45년 이후	장충체육관
60-70년대	KAL빌딩. 31빌딩. 롯데호텔
80년대	63빌딩. 럭키빌딩. 한국무역회관

4.2. 철골구조의 장단점

1. 장점: 자중, 인성, 재료의 균일성, 공기단축, 재사용, 열화 적다, 소성설계, 품질확보
2. 단점: 변형, 좌굴, 내화, 내식, 접합, 유지관리

4.3. 구조용 강재의 제조과정

製鉄		
製鋼		전로법(Bessemer), 평로법(Siemens-Martin), 전기로법(고철)
造塊	鋼塊(Ingot)	Killed Steel(SWS50), Semi Killed Steel, Rimmed Steel(SS41)
成形	鑄物(Casting)	주강
	鍛鍊(Forgings)	단강
	引拔	봉강
	壓延	형강 열간(Hot Rolling), 냉간(Cold Rolling)
연속주조법: 제강에서 바로 성형		
冷間加工(Cold Work): 상온에서 탄성역 너머로 하중을 가하여 부재에 영구변형이 생기도록 하는 것		

4.4. 강재의 역학적인 성질에 영향을 끼치는 요인

1. 제조가공시: 화학적인 성분. 열처리. 잔류응력
2. 가공후: 부재형태. 온도. 작용하중의 가력속도

4.5. 구조용 강재의 종류

1.
 - 1) 탄소강(보통강): 탄소량 조절
 - 2) 합금강(특수강): 탄소량 외

2.

- 1)비조질강(성분조장강): 화학 성분 조정
- 2)조질강: 화학성분 개량과 焼入(담금질-Quenching).焼鈍(Annealing)의 열처리(Tempering: Quenching으로 열처리한 강을 다시 200-400℃ 가열 후 서서히 냉가시켜 강의 조직을 안전상태로 회복시킴으로 높은 강도를 유지하면서 연성을 늘리는 방법)

3.

- 1)연강(저탄소강(Mild Steel or Soft Sreel))
- 2)고장력강(High Strength Steel or High Tensil Steel): 50kg/mm²이상
탄소강과 합금강이 있으며 50kg/mm²급은 비조질강, 58kg/mm²급은 조질강으로 만들어진다.

4.

- 1)일반구조용강
- 2)용접구조용강

5.내후성: 부식에 효과가 있는 C_u, P, C_r, V(바나듐) 등을 첨가한 강재로 다른 강재보다 4-6배의 내식성

6.내화성: 내열성을 높인 소재로서 다른 강재보다 약 2배의 내열온도

7.종TMCP강(Thermo Mechanical Control Process Steels): 종래의 고강도와는 달리 제조공정에서 고강도, 고인성화가 달성되기 때문에 탄소당량을 낮게 유지할 수 있으며, 소입열용접에 대한 내균열성이나 대입열용접에 대한 열영향부의 인성 등의 관점에서 볼 때 용접성이 뛰어난 것이 특징이며 취성파괴에 대해서도 우수한 저항성을 갖고 있다.

4.6.구조용 강재의 형상에 따른 분류

- 1.棒鋼 形鋼 輕量形鋼
- 2.鋼板: 薄板(3mm이하).中板(3-6mm).厚板(6mm이상).極厚板(150mm이상)
- 3.鋼管: 이음매 없는 강관(Seamless Steel Pipe).용접강관(Welded Steel Pipe)

4.7.응력-변형도곡선(Stress-Strain Curve)

弾性域(Elastic Range), 塑性域(Plastic Range), 變形度硬化域(Strain-Hardening Range), 破壊域(Necking and Failure Range)

- 1.比例限度(Proportional Limit): 응력과 변형도가 비례하여 선형관계가 유지되는 최대응력한도
 - 1)Hook's Law: 응력과 변형도의 比例性
 - 2)弾性係數(Modulus of Elasticity or Young's Modulus): 탄성역, 즉 비례한도 안에서 응력의 변형도에 대한 비례
 - 3)剪斷弾性係數(Shear Modulus of Elasticity): 탄성역에서 전단응력의 전단변형도에 대한 비례
- 2.弾性限度
- 3.降伏點(Yield Point): 응력과 변형도가 크게 증가하기 시작하는 지점의 응력
 - 1)상위항복점(Upper Yield Point) 하위항복점(Lower Yield Point)/항복점
- 4.降伏强度(Yield Strength): 비례한도에서 곡선의 기울기와 평행하게 응력이 0인 상태로 내렸을 때 0.2%의 영구변형을 가지게 되는 응력으로 정의(耐力이라고도 함)
- 5.引張强度(Tensile Strength): 응력-변형도 곡선에서 최대응력(시편의 파단시 변형도의 값)
- 6.變形度時效: 殘留變形度, 변형도시효에서 연신율 능력은 저하

Bauchinger Effect: 증가한 응력만큼 항복점이 이동한 현상

延伸率과 斷面收縮率: $\Delta l/l$, 파단후의 최소단면적/원래의 단면적

: 항복점 또는 내력/인장강도 (일반강0.6-0.7, 고장력강0.9)

4.8. 鋼材의 性質

1. Poisson's Ratio: 하중작용방향의 변형도에 대한 직각방향 변형도의 절대값(탄성역에서0.3, 소성역에서0.5)
2. 變形度硬化係數(Strain-Hardening Modulus): 변형도 경화역에서 응력-변형도 곡선의 기울기 (E_s)
3. 延性(Ductility): 재료가 하중을 받아 파괴에 이르기까지 큰 소성변형을 할 수 있는 능력
4. 靱性(Toughness): 큰 변형에너지를 흡수할 수 있는 능력(변형에너지는 응력-변형도 곡선의 면적), 인성은 재료의 강도와 연성에 좌우 -최근에는 강재의 인성이 노치인성 또는 파괴인성
5. 노치인성(Notch Toughness): 노치가 있거나 또는 다른 응력집중 현상이 있는 재료의 脆性破壞(Brittle Fracture)에 대한 저항능력
6. 破壞靱性(Fracture Toughness): 노치의 크기와 파괴응력에 관련하여 노치인성의 정량적인 비교값
7. 衝擊強度(Impact Strength): 하중을 빠른 속도로 가하였을 때 그 에너지를 흡수할 수 있는 능력, 강재의 충격강도는 노치인성으로 측정
8. 疲勞強度(Fatigue Strength): 하중의 반복작용에 의하여 부재의 파괴가 일어날 때의 응력 -104회 이상의 반복하중, 피로한도(耐久限度(Endurance Limit)는 2×10^6 내외), 강재의피로에 영향을 끼치는 요인
 - 1) 하중조건: 최대하중.하중작용속도
 - 2) 부재조건: 금속조직.용접상태.잔류응력.단면상태
 - 3) 환경조건: 온도.습도
9. Creep와 應力弛緩(Relaxation): Creep는 일정한 응력의 지속상태에서 부재의 변형이 계속되는 것, 응력이완은 Creep와 대조적으로 변형을 일정하게 고정 시켰을 때 하중 또는 응력이 줄어드는 현상

炭素當量(Carbon Equivalent)

靑熱脆性 or 변형도노화(Strain Aging): 150-350℃에서 인장강도는 높아지고 연신율과 단면수축율 등이 작아지는 脆化點(이상의 온도에서는 반대현상), 300℃에서는 Creep현상, 600℃에서는 인장강도가 절반

연성파괴(Ductile Fracture): 상온에서 인장강도에 이른 후 단면이 점차 가늘어지는 Necking현상을 보이다가 파괴(최대전단응력에 의한 파괴)

취성파괴(Brittle Fracture): 연신율과 단면 수축율이 없이 탄성한계 내에서 파괴(割裂(Cleavage)에 의한 파괴)

4.9. 설계법

1. 허용응력도설계법(Elastic Design Method, Allowable Stress Design Method, Working Stress Design Method)
2. 소성설계법(Plastic Design Method, Limit Design Method, Collapse Design Method)
강도설계법(Strength Design Method, Ultimate Limit State Design Method)-철근
3. 한계상태설계법(Limit State Design Method)
계수설계법(Load and Resistance Factor Design Method)-미국

4.10. 건축재료의 중량

재료명	t/cm ²
Timber	0.6
Light Concrete	1.0~1.8
모르타르.인조석.타일	2.0
흙.모래	2.1
Plain Concrete	2.3
Reinforced Concrete	2.4
Glass	2.5
Marble	2.6
Granite	2.7
Structural Steel	7.85

4.11. 건축물의 각 부분의 적재하중

건축물의 부분	바닥	큰보.기둥.기초
주택의 거실	180(200(노대300))	130
사무실	300(250)	180
자동차 차고 및 자동차 통로	550(300.500.1200)	400

집중도

4.12. 건축물의 각 부분의 적재하중 저감계수

받치는 바닥의 수	2	-	11이상
저감계수	0.95	-	0.5

4.13. 크레인 하중

1. 수직하중: 크레인 자중+짐의 무게(최대차륜하중=설계용 수직하중의 가장 큰 값)
2. 수평하중: 주행방향의 제동력→차륜하중의 15%
주행방향에 직각으로 작용하는 수평력→차륜하중의 10%

4.14. 충격하중

엘리베이터지지 구조체		엘리베이터 무게의 100%
피스톤 구동의 기계지지 구조체		기계 무게의 50%
바닥 또는 발코니를 매다는 구조부		적재하중의 30%
모우터 원동기지지 구조체		기계 무게의 20%
천장크레인지지 구조체	속도60m/min이상	차륜하중의 20%
	속도60m/min미만	차륜하중의 10%

4.15. 철골구조설계의 순서

1. 구조형태의 선정
2. 설계하중의 계산
3. 부재응력과 소요강도의 계산
4. 부재단면과 접합방법의 결정
5. 구조성능의 검토(처짐, 진동, 피로, 비틀림, 온도응력, 부동침하, 방화, 부식)
6. 최종검토-구조해석을 위한 골조의 단순화 또는 모델화를 위하여 전제된 조건이 최종 설계에

서 만족되고 있는가(최종하중.변형제한.부재의 적합성)

4.16.구조설계 방법

4.16.1.허용응력설계

- 1.인장에 대한 안전율1.5, 전단에 대한 안전율 $1.5\sqrt{3}$
- 2.안전성에는 신뢰성이 높으나 구조체의 각 부재와 형태에 대하여 균일한 과하중(Overload) 지지능력을 반영시키지 못하고 있어 경제적인 설계방법이라 할 수 없다.

4.16.2.소성설계

- 1.부정정구조물에서 최대응력을 받는 지점이 항복점에 이르러서도 강재의 연성에 의한 소성한 지 개념을 도입하여, 붕괴기구(Collapse Mechanism)가 형성되어 최종적인 구조물붕괴가 일어나기까지 구조효율을 최대한으로 반영시키는 설계방법
- 2.허용응력설계와 다른점
 - 1)극한하중 사용
 - 2)실제 붕괴거동에 의하여 계산
 - 3)부재단면은 그 극한강도가 극한하중에 의한 부재력과 모우멘트 이상이 되도록 선정

4.17.안전율과 허용응력도

- 1.부재의 최대강도는 연성재료의 경우 항복강도, 취성재료의 경우 파괴강도
- 2.안전율에 영향을 끼치는 요인
 - 1)강재의 강도-크리이프.부식.피로등에 의하여 감소
 - 2)적재하중-설계가정치와 잘 일치하지 않고 극한상황(화재)에서 국부집중, 태풍.지진등 예측이 어려운 하중
 - 3)해석 및 시공도-해석방법에 따라 실제거동과 상당한 오차 및 시공도에 따라 부재강도와 접합강도가 줄어 들 수 있다.
 - 4)잔류응력.응력집중.단면변화 등-예상치 않은 요소를 구조체에 내포
- 3.강재의 허용응력도: 인장강도의 70% 와 항복응력중 작은 값을 기준값 F_y

4.18.구조용 강재의 허용응력도를 결정하는 기준값

강재		일반구조용			용접구조용			
		SS41 SPS41 SPSR41 SSC41	SS 50	SS 55	SWS 41	SWS50 SWS50Y SPS50 SPSR50	SWS 53	SWS 58
F_y	두께 40mm이하	2.4	2.8	3.8	2.4	3.3	3.6	4.1
	두께 40mm초과	2.2	2.6	-	2.2	3.0	3.4	4.1

- 1.단기허용응력도=장기허용응력도*1.5(AICS규준: 장기허용응력도*4/3)

- 2.복합하중을 받는 부재의 허용응력도 $\sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} \leq f_t$

3.방화

- 1)강재한계온도500℃
- 2)방화목적: 안전대피.진화시 안전성.건물피해 최소화

4.19.리벳접합

“+”, 현장리벳“●에+” 리벳구멍:리벳지름+1~1.5mm

시공된 리벳은 신뢰성 높고 피로강도 높음

4.20.보울트접합

1.

- 1)상보울트-전체를 마무리 가공(핀)
- 2)중보울트-머리 제외 전체 마무리 가공(일반내력부)
- 3)흑보울트-나사 부분만 마무리 가공(가접합용)

2.보울트구멍=보울트 지름+0.5mm

3.폴림방지를 위해 이중너트, 스프링워셔, 코터핀, 콘크리트에 묻힘, 침부분용접

4.21.고력보울트접합

1.인장강도의 50%이상 되는 인장응력이 생기도록 긴결

2.좌는 방법	너트관리법(Turn of Nut Method)	너트의 회전각으로 조절
	토크관리법(Calibrated Wrench Method, Torque Control Method)	Torque Wrench, 전동식렌치

3.

- 1)장점: 강접합이 됨.너트가 풀리지 않음.전단 및 지압응력이 생기지 않음.피로강도가 높음. 시공성 좋음
- 2)단점: 단가가 높음

4.22.접합의 형태와 접합부의 파괴

1.전단접합: 마찰형접합(고력보울트).지압형접합(리벳.보울트).인장접합

2.파괴

- 1)인장파괴(응력의 불연속으로 구멍 주위에 응력집중현상, 평균응력의 약3배)
- 2)전단파괴 지압파괴 단부전단파괴

4.23.리벳.보울트접합의 허용내력

1.전단접합의 허용내력 $R_s = \frac{\phi d^2}{4} f_s$ 접합부재의 허용지압력 $R_l = dt f_l$ ($f_l = 1.25 F_y$)

2.인장접합의 허용내력 $R_s = \frac{\phi d^2}{4} f_t$ 편심인장력을 받는 경우(지레작용-Prying Action) 내력감소 $R'_t = R_t(1 - 0.2\sqrt{e})$

3.리벳 및 보울트 허용응력도(t/cm²)

재료		인장	전단
리벳	SSV(SBV)34, SSV(SBC)41	1.6	1.2
보울트	SS41, SWS41, SWS중보울트	1.2	0.9
	기타의 중보울트	0.5F _y	0.28F _y
고력보울트	F8T	2.5	1.2
	F10T	3.1	1.5
	F11T	3.3	1.6

4.전단력과 인장력을 동시에 받는 경우의 허용내력, 상호작용방정식 $\left(\frac{\sigma}{f_t}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{f_s}\right)^2 = 1$

4.24.고력보울트접합의 허용내력

1.마찰면의 허용내력 $F_{HB} = \mu n T$ (고력보울트의 안전하중=마찰계수*마찰면의 수*보울트에 작용하는 인장력)

재질	인장	전단
F8T	2.5	1.2
F10T	3.1	1.5
F11T	3.3	1.6

2.고력보울트의 허용응력도(t/cm2)

3.인장력이 작용하는 보울트의 허용내력, 고력보울트의 허용전단응력 $f_{st} = f_{so} \left(1 - \frac{N}{N_o}\right)$

f_{st} : 인장력을 함께 받는 고력보울트의 허용전단응력도

f_{so} : 고력보울트의 허용전단응력도

N_o : 설계보울트 장력

N : 고력보울트에 작용하는 인장력

4.25.용접 열원과 단점

1.열원: 아아크열.전기저항열.물질의 연소열

2.단점: 취성파괴.피로강도 낮은 점

4.26.용접방법

용접 Fusion Welding	아크용접	용가형	실드형	피복아크용접/수동 Shield Arc	금속아크용접 Metal Arc
				서브머지드아크용접/자동 Sumberged Arc	금속아크용접 Metal Arc 수평방향 자동용접
				가스실드아크용접/수.자동 Gas Shield Arc	고가
				논가스실드아크용접 Non Gas Shield Arc	
				탄산가스아크용접/수.자동	
				탄소아크용접/수.자동	
				아크스폿용접	얇은판 임시용접
		비실드형	스터드용접 Stud	아크와 저항아크의 절충식 볼트용착	
			논가스아크용접/반자동 Non Gas Arc		
	비용가형				
	일렉트로 슬래그용접 Electro Slag Welding			소모노즐식 일렉트로슬래그용접	수직방향 자동용접 대단히 두꺼운판
	가스용접 Gas Welding			산소아세틸렌용접 Oxy Acetylene	용접능률 떨어짐 지름이작은강관용접
	불활성 가스아크용접				
	테르미트용접				차량레일 철근용접
	전자빔용접				
압접 Pressure Welding	가열	압접		가스압접	철근이음
		단접			
		전기저항 용접 Electri Risistance Welding	직류	점용접 Spot	얇은판
				솔기용접 Seam	강관의 제조
			교류		
					불꽃용접
		돌기용접			
비가열					
납접 Brazing	경납접 연납접	전기납접 로납접 가스납접 판금질납접			가설공사

4.27. 용접법의 분류

1. 서브머지드용접(Submerged Arc Welding) - 자동식으로 질.연성.충격강도.내식성.용접속도.용접조건을 일정하게 유지

- 2.일렉트로 슬래그용접(Electroslag Welding) - 두꺼운 강판.용접속도.용접후 뒤틀림이 작다(단점: 모재에 대한 열영향이 크다. 용접부의 충격강도가 떨어진다).
- 3.스터드용접(Stud Welding) - 합성보의 스톨드 용접에 조작이 간편하고 능률적

4.28.용접위치(Weld Position)

(Flat).수평(OverHead).수직(Horizontal).상향(Vertical)-하향의 1/4배속도

4.29.용접과 용접이음매의 형태

- 1.용접의 형태: 홈(Groove)15%, 모살(Fillet)80%, 슬롯(Slot), 플러그(Plug)
- 2.이음매의 기본형태: 맞댐이음(Butt Joint / 공장), 겹침이음(Lap Joint / 현장), T형이음(Tee Joint / 스티프너), 끝둥이음(Edge Joint / 부재의 가접), 모서리이음(Corner Joint / 상자형 단면)
- 3.Butt Welding: 홈(앞벌림.開先.Groove), 밀면따내기(Gouging), 뒷받침쇠(Backing Strip), 엔드탭(End Tab - Creater방지), 보강살붙임(덧붙임.Reinforcement)
- 4.Fillet Welding: 목두께(Throat) - 이론목두께.실제목두께.사이즈S.다리길이L

4.30.용접의 기호

김상식 건축철골구조 P.68 참조

- 1.용접기호: (N)용접의 수, 화살, 끌어내기선(지시선), 현장용접기호, 온둘레용접기호, 기선, 치수 또는 강도, 용접종류의 기호, R(루우트간격), A(홈의 각도), F(표면형상 기호), 다듬질방법 기호, L-P(용접길이-용접피치), 꼬리(특별지시가 없을 때는 안쓴다), T(특별지시사항)
- 2.기본용접기호: 김상식 건축철골구조 P.68, 김규석 철골구조학 P.117 참조, 홈용접(양쪽플랜지형.한쪽플랜지형.I형.V형.X형.L형.K형.J형.양면J형.U형.양면U형(H형).플레어V형.플레어X형.플레어L형.플레어K형), 모살용접, 플러그 또는 슬롯 용접, 비이드, 살붙이, 저항용접(점용접.프로젝션 용접.시임용접.플래시 또는 업셋 용접)
- 3.보조용접기호:
 - 1)용접부의 표면상황 - 평탄.볼록.오목
 - 2)용접부의 다듬질방법 - C(치핑).G(연삭).M(절삭)
 - 3)현장용접 - · 온둘레용접 - ○ 온둘레현장용접 - ●

4.31.용접결함

Pass: 용접 진행방향으로 1회의 용접조작, Bead: 패스의 결과로 생기는 용착부

- 1.Under Cut Over Lap 融合不良
- 2.불완전 熔入 - 하중작용시 응력집중현상을 일으키고 수축에 의한 균열을 일으키기도 하므로 용접에서 특히 주의
- 3.氣泡(Pit, Blow Hole) 슬래그함입(Slag Inclusion) 龜裂 - 가장 유해한 결함

4.32.용접시험방법의 분류

4.32.1.파괴시험(Destructive Test)

- 1.조직시험 : 매크로에치(Macro Etch).현미경조직.설퍼밴드(Sulfer Band)
- 2.화학적시험: 화학분석.부식
- 3.물리적시험: 뒤틀림구속.열전도.아아크현상
- 4.기계적시험: 인장.굴곡.충격.경도.피로
- 5.용접시험 : 노치취성.경화성.연성.균열감수성

4.32.2.비파괴시험(Nondestructive Test)

- 1.외관시험
- 2.방사선투과시험: 직접촬영법.투시법.간접촬영법.전자사진법
- 3.초음파탐상시험: 펄스반사법.투과법.공진법
- 4.자기탐상시험
- 5.침투탐상시험

4.33.용접에 의한 잔류응력과 뒤틀림

- 1.용접시 열이 가하여지면 용접부재가 소성변형을 일으켜 팽창.수축과정에서 변형에 대한 구속이 존재하므로 부재가 뒤틀리고, 부재단면의 서로 다른 냉각속도에 의해 殘溜應力이 발생
- 2.뒤틀림과 잔류응력은 상반관계(뒤틀림을 적게 하면 잔류응력이 커짐) - 얇은 판은 뒤틀림, 두꺼운 판은 잔류응력
- 3.잔류응력과 뒤틀림의 방지
 - 1)모재에 주는 열량을 될 수 있는 대로 적게
 - 2)열량을 한 곳에 집중시키지 않음
 - 3)홈의 형상 용접순서 고려
 - 4)냉각률을 완만하게위해 예열(Preheating).후열(Postheating)

4.34.용접부의 유효단면적

- 1.김규석 철골구조학 P.107
- 2.맞댐용접시 AISC규준: 홈의 벌림각도 45'-60'에서 유효목두께 $a=D-1/8\text{인치}(3.2\text{mm})$
- 3.모살용접의 유효목두께: $a=0.75s(a=s \cos 45')$
- 4.유효길이(Effective Length): 용접의 전길이에서 모살치수의 2배를 뺀값

4.35.용접이음매의 설계

.시공성.경제성등 용접조건 고려

허용응력도를 넘지 않도록 용접치수와 용접길이 산정

맞댐용접에서는 직응력, 모살.슬로트.플러그용접은 전단응력

- 1.축력 또는 전단력을 받는 이음매

$$1)\text{인장력.압축력} \Rightarrow \text{맞댐용접 } \sigma_N = \frac{N}{A_e} \leq f_t, \text{ 모살용접 } v = \frac{N}{A_e} \leq f_s$$

$$2)\text{전단력} \Rightarrow v = \frac{V}{A_e} \leq f_s$$

- 2.휨모멘트를 받는 이음매

$$1)\text{맞댐용접 } \sigma_{\max} = \frac{M}{Z} \leq f_t \quad \text{모살용접 } v_{\max} = \frac{M}{Z} \leq f_s$$

- 3.축력 또는 휨모멘트와 전단력을 받는 이음매

$$1)\text{맞댐용접 } \sigma_e = \sqrt{\sigma_x^2 + 3v^2} \leq f_t, \quad \text{모살용접 } v_c = \sqrt{\sigma_x^2 + v^2} \leq f_s$$

4.36.용접의 일반사항

- 1.최소용접치수: 모살용접에서 모재의 두께가 6mm를 넘는 경우 용접치수는 4mm이상, 드꺼운 쪽 모재두께의 평방근의 1.3배이상 또는 10mm이상
- 2.최대용접치수: 모살용접의 최대치수는 용접되는 부재중 얇은 쪽 두께이하, T형 이음매에서 판두께가 6mm이하인 경우에는 용접치수를 판두께의 1.5로 하여 6mm까지 늘릴 수 있다.
- 3.최소용접길이: 모살용접의 유효길이는 용접치수의 10배 이상(적어도 40mm이상), 측면모살

용접에서 유효용접길이가 용접치수의 30배를 넘는 경우 응력의 분포가 불균형하게 되므로 허용응력도를 줄여 설계

4. 용접과 다른 접합과의 병용: 전응력은 용접이음이 부담하는 것으로 설계, 고력 보울트가 먼저 시공된 경우 각각의 허용응력에 따라 응력을 분담하는 것으로 설계

4.37.인장재의 형태

1. 와이어와 케이블: 공기역학적인 불안정성의 단점
2. 봉강: 반복하중이 작용하는 곳에는 적합치 않다. 부재강성이 적어 시공시 자중에도 쉽게 처지는 단점
3. 단일형강: 편심으로 인한 유효단면적의 줄어듦
4. 조립인장재: 유효단면이 부족한 경우. 세장비. 휨응력으로 더 큰 단면 성능. 부재맞춤 때문에, 단일형강보다 편심효과가 줄어드는 이점과 교차응력이 생기는 지점에도 사용 가능한 장점(접합. 세장비. 외관. 경제성. 가공의 편이성 고려)

4.38.응력집중과 부재의 파단

(Fastener)에 의한 접합은 응력집중(Stress Concentration) - 평균응력의 3배

4.39.유효단면적

1. 리벳이 나란히 배열된 부재의 유효단면적 $A_n = A_g - n(dt)$
2. 리벳이 엇갈리게 배열된 부재의 유효단면적, 결손단면적 $b \leq 0.5g$ 일 때 $a = a_o$,
 $1.5g > b > 0.5g$ 일 때 $a = (1.5 - \frac{b}{g}) a_o$, $b \geq 1.5g$ 일 때 $a = 0$ ($a_o = d \cdot t$)

4.40.인장재의 조립 및 접합

1. 인장재의 중심선과 리벳열선(Gage Line) 일치하게
2. T형강, C형강의 경우 돌출각의 1/2을 무시한 단면으로 약산
3. 강판이나 평강의 경우 피치는 리벳지름의 12배 이하. 가장 얇은 판두께의 30배 이하, 형강의 경우 피치는 100cm를 넘지 않도록

4.41.Euler Load

1. $M = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}$, $-EI \frac{d^2 y}{dx^2} = P \cdot y$, $k^2 = \frac{P}{EI}$, $\frac{d^2 y}{dx^2} + k^2 y = 0$, $y = C_1 \sin kx + C_2 \cos kx$,
 ($x=0$ 에서 $y=0$ 이므로 $C_2=0$) $y = C_1 \sin kx$, ($x=l$ 에서 $y=0$) $C_1 \sin kl = 0$,
 ($C_1=0$ 의 경우 압축력이 증가하여도 압축재가 좌굴하지 않는 것을 의미) $\sin kl = 0$,

$$kl = n\pi (n=1, 2, 3, \dots), \quad k^2 = \frac{n^2 \pi^2}{l^2}, \quad P_n = \frac{n^2 \pi^2 EI}{l^2}, \quad y = C_1 \sin \frac{n\pi}{l} x$$

양단 핀지지인 압축재의 좌굴형태는 단곡률의 싸인곡선이 되므로 $n=1$ 의 $P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2}$

$$(\text{일반식 } P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_k^2})$$

2. 분岐點(Bifurcation Point): 오일러 하중에 이르러 안정평형상태와 불안정평형상태의 갈림길에 서게 되어 좌굴을 일으키게 되는 평형상태의 분기점
3. 세장비(Slenderness Ratio): $\lambda = \frac{l}{i}$
4. 압축재의 좌굴응력 $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2}$ (탄성한계 안에서 작용하중이 재축을 통과하는 골은 부재에만 적용)

4.42.비탄성좌굴 해석이론

1.접선계수이론(Tangent Modulus Theory): 1889년 F.Engesser에 의하여 제안 F.R.Shanley는

이론과 실험적인 방법을 통하여 증명 $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{\lambda^2}$, 좌굴시 인장에 의한 압축응력의 제한은 일어나지 않는다는 가정에 기인

2.2중계수이론(Double Modulus Theory): A.Considere가 제안하여 T.Von Karman이 발전시킨

이론 $\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_r}{\lambda^2}$ (E_r 는 감소계수(Reduced Modulus)로 $E_t < E_r < E$), 응력-변형도의 기울기는 접선계수 E_t 가 되나 인장측은 기존의 압축응력이 감소되므로 기울기는 제하시의 기울기 E 가 될 것이라는 점에 착안

4.43.골조압축재의 유효좌굴 길이

유효좌굴길이는 단부의 고정도와 절점의 수평이동(Sidesway)여부에 좌우

$$\text{유효좌굴계수 } G = \frac{\sum (I_c / I_b)}{\sum (I_b / I_b)}$$

4.44.트러스의 압축재의 좌굴길이

김상식 건축철골구조 P.115 참조

1.현재의 좌굴

1)1구면 내좌굴: 트러스를 이루는 평면내에서 일어나는 것(절점간 거리의 0.9배, 근사적으로 절점간 거리)

2)2구면 외좌굴: 트러스를 이루는 평면을 벗어나게 좌굴(압축력의 크기가 달라지는 경우

$$I_k = I \left(0.75 + 0.25 \frac{N_2}{N_1} \right), \quad I_k \geq 0.5 I, \quad N_1: \text{큰 쪽}$$

2.트러스웨브재의 유효좌굴길이는 절점 간 거리, 단부가 강접합된 것으로 보는 경우 접합중심 간 거리

3.압축력을 받는 가새의 유효좌굴길이

1)인장가새가 압축가새에 핀접합된 경우 $I_k = I_1 \sqrt{1 - 0.75 \frac{N_2 I_1}{N_1 I_2}}$, $I_k \geq 0.5 I_1$, N_1 =압축, N_2 =인장

2)압축가새 인장가새 핀접합된 경우 $I_k = I_1 \sqrt{1 - \frac{N_2 I_1}{N_1 I_2} \left(0.75 + \frac{\pi^2 E I_2}{I_2^2 N_2} \right)}$, $I_k \geq 0.5 I_1$

4.45.압축재의 좌굴강도

1.

1)장주: 압축응력이 비례한도에 이르기 전에 좌굴

2)단주: 압축응력이 비례한도를 넘은후 좌굴

2.좌굴하중은 접선계수이론에 가까움

3.기둥의 강도곡선

1)Rankine-Gordon곡선식

2)직선식

3)Johnson의 포물선식(1, 3은 거의 일치)

4.46.잔류응력의 영향

1.잔류응력(Residual Stress): 플랜지 끝부분은 압축응력,플랜지 중간부분은 인장응력(H형강의

플랜지 끝부분에서 최대압축잔류응력의 평균치는 항복응력의 0.3배)

2. 잔류응력을 측정하는 실험적인 방법: 단면절단법(Sectioning Method). 단주의 압축실험방법

4.47. 허용압축응력도

1. 한계세장비(Limit Slenderness Ratio): $0.6 F_y = \pi^2 E / \lambda_p^2 \rightarrow \lambda_p = \sqrt{\pi^2 E / 0.6 F_y}$

2. 압축응력도: $\lambda \leq \lambda_p$ 일 때 $f_c = \left[1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] F_y$, $\lambda > \lambda_p$ 일 때 $f_c = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{0.6 F_y}{(\lambda / \lambda_p)^2}$

$$\left(\frac{13}{6} \right) = \frac{0.277 F_y}{\left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2}$$

3. 좌굴안전율: $\lambda \leq \lambda_p$ 일 때 $n = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2$, $\lambda > \lambda_p$ 일 때 $n = \frac{3}{2} + \frac{2}{3} = \frac{13}{6}$

4. 허용압축응력도: σ_{cr} / n

4.48. 단일압축재의 설계

1. I_k λ λ_p f_c $\sigma_c = \frac{P}{A}$

4.49. 조립압축재를 쓰는 이유

1.

1) 큰 단면적 큰 단면 2차반경(다른 방향의 비도 조절) 특별한 형태와 크기

2. 단면형태는 가공. 접합. 도장. 래티스재 최소화

4.50. 단일압축재의 설계

1. I_k f_c 가정 필요한 단면적 A 형강의 단면성능 (A, i_x, i_y) $\lambda \rightarrow f_c$

2. λ_p f_c $\sigma = \frac{P}{A} \leq f_c$ (적합여부)

4.51. 띠판 조립재의 설계

1. I_k f_c 가정 필요한 단면적 A 형강의 단면성능 (A, i_x, i_y)

2. 조립재 단면적 조립재 단면성능 (i_x, i_y) 띠판 단면적 A_d 띠판 길이 l_d

3. n 개의 구면수를 가진 개재의 세장비 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{n A_d} \cdot \frac{l_d^3}{I_2 e^2}}$

전단력을 받는 압축재의 유효세장비 $\lambda_e = \sqrt{\lambda^2 + \frac{m}{2} \lambda_1^2}$ ($\lambda_1 \leq 20$ 일 때는 전단력의 영향 무시)

m : 웨브재로 연결되는 개재의 수

4. $\lambda_e \rightarrow f_c$ $\sigma \leq f_c$ (적합여부) 전단력을 압축력의 2%로 가정

5. 띠판의 전단력 V_d 띠판의 단면 2차반경 i_d 띠판 단부의 최대휨모멘트 M_d

6. $\sigma_d = \frac{M_d}{Z_d} \leq f_b$ (적합여부)

4.52. 래티스 조립재의 설계

1. I_k f_c 가정 필요한 단면적 A 형강의 단면성능 (A, i_x, i_y)

2. 조립재 단면적 조립재 단면성능 (i_x, i_y) 래티스 단면적 A_d

3. 래티스 길이 l_d

4. n 개의 구면수를 가진 개재의 세장비 $\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{A}{n A_d} \cdot \frac{l_d^3}{I_2 e^2}}$

전단력을 받는 압축재의 유효세장비 $\lambda_e = \sqrt{\lambda^2 + \frac{m}{2} \lambda_1^2}$ ($\lambda_1 \leq 20$ 일 때는 전단력의 영향 무시)

시)

m : 웨브재로 연결되는 개재의 수

5. $\lambda_e \rightarrow f_c$ $\sigma \leq f_c$ (적합여부) 전단력을 압축력의 2%로 가정

6. 래티스가 받는 압축력의 P_d 래티스의 단면2차반경 i_d

7. 래티스의 세장비 $\lambda_d \rightarrow f_c$ $\sigma_d = \frac{P_d}{A_d} \leq f_c$ (적합여부)

4.53. 유공뿔개판 조립재의 설계

1. I_k f_c 가정 필요한 단면적 A_{req} 형강의 단면성능 (A, i_x, i_y)

2. 조립재 단면적(유공 뿔개판 포함) 조립재 단면성능 (I_{min}, i_{min})

3. 개재의 세장비 $\lambda_1 = 1.7 \frac{I_1}{i_1} \sqrt{\frac{I_1}{P}}$ ($\lambda_1 \leq 20$ 일 때는 전단력의 영향 무시)

4. $\lambda \rightarrow f_c$ $\sigma = \frac{P}{A} \leq f_c$ (적합여부)

4.54. 局部挫屈에 의한 부재내력 감소의 위험성

局部挫屈(Local Buckling) 의한 부재내력 감소의 위험성을 배제하기 위한 방법

1. 구조용 형강은 일정한 한도의 폭.두께의 비 이내

2. 경량형강의 경우 폭.두께의 비가 한도를 넘는 경우 넘는 부분의 단면은 무시

3. 조립재의 경우 폭.두께의 비가 한도를 넘는 경우 스틱프너 등의 보강재로 보강

4.55. 강구조계산규준에 의한 폭.두께비

1. 단일 γ 형강.길판으로 조립된 2개의 γ 형강 $\frac{b}{t} \leq \frac{20}{\sqrt{F_y}}$

2. 기둥이나 보의 플랜지 및 T형 단면의 다리 $\frac{b}{t} \leq \frac{24}{\sqrt{F_y}}$

3. 압축재의 웨브플레이트 $\frac{b}{t} \leq \frac{74}{\sqrt{F_y}}$

4. 보의 웨브 플레이트 $\frac{b}{t} \leq \frac{110}{\sqrt{F_y}}$

5. 강관의 지름.두께의 비 $\frac{D}{t} \leq \frac{240}{\sqrt{F_y}}$

4.56. 특수 형태로 가공한 보

평판보(Plate Girder), 허니컴보(Castellated Beam), 전단연결재(Shear Connector),

합성보(Composite Beam)

4.57. 보의 구조설계

1. 휨 전단 비틀림 처짐 횡좌굴 국부좌굴

4.58. 보의 휨모멘트에 의한 응력

$$\sigma_t = \sigma_{tx} + \sigma_{ty} = \frac{M_x}{Z_{tx}} + \frac{M_y}{Z_{ty}} \quad \sigma_c = \sigma_{cx} + \sigma_{cy} = \frac{M_x}{Z_{cx}} + \frac{M_y}{Z_{cy}}$$

4.59. 보의 전단력에 의한 응력

장방형단면의 중앙최대전단응력은 평균의 1.5배

$$\text{평균전단응력(약산식)} \quad v = \frac{V}{A_w} \quad (A_w = h \times t_w)$$

4.60.전단중심(Shear Center)

작용선이 단면의 어느 특정한 지점을 지날 때에 부재에 비틀림을 일으키지 않는 점

4.61.도심에서 전단중심까지의 거리

$$x_c = \frac{1}{V} \int n(v) ds$$

v 는 “전단응력*부재두께”로 단위길이에서의 전단력

v 는 q (전단흐름-Shear Flow)로 표시 $q = \frac{V \cdot S}{I}$

4.62.보의 비틀림응력

$$T = T_s + T_w = G K_t \frac{d\phi}{dz} - E I_w \frac{d^3\phi}{dz^3}$$

T_s 는 순수비틀림(Pure Torsion - Saint Venant), T_w 는 뒤틀림(Warping Torsion)

G 는 전단탄성계수, K_t 는 비틀림상수(Torsional Constant), $G K_t$ 는 비틀림강성(Torsional Rigidity)

$\frac{d\phi}{dz}$ 는 순수비틀림에 의한 부재의 단위길이당 비틀림각, I_w 는 뒤틀림상수(Warping Torsional Constant)

장방형 단면에서 비틀림상수 $K_t = \frac{1}{3} b t^3$

김상식 건축철골구조 P.164 참조 (미정리)

4.63.보의 횡좌굴

김상식 건축철골구조 P.166 참조 (미정리)

4.64.보의 허용휨응력도

1.모우먼트 분포계수(Moment Gradient Factor)

$C_m = 1.75 - 1.05 (M_1 / M_2) + 0.3 (M_1 / M_2)^2 \leq 2.3$ M_1 / M_2 에서 M_2 는 큰쪽, 단곡률일 때 +, 복곡률일 때 -, 중간의 모우먼트가 M_2 보다 큰 경우 $C_m = 1$

2. i_b λ_p

3. $f_b = \left[1 - 0.4 \frac{(I_b / i_b)^2}{C_m \lambda_p^2} \right] \frac{F_y}{1.5} (t / \text{cm}^2)$ 나 $f_b = \frac{900}{(I_b h / A_f)} (t / \text{cm}^2)$ 중 큰값

4.65.강구조계산규준 보의 처짐한계

1.일반보 : 스패의 1/200

2.캔틸레버보: 스패의 1/250

3.크레인보 : 스패의 1/500~1/1200이하

4.66.형강보 1축.2축 방향의 휨에의한 응력

1.1축방향: $\sigma_t = \frac{M}{Z_t} \leq f_c$ $\sigma_c = \frac{M}{Z_c} \leq f_b$ 2축방향: $\frac{\sigma_{tx} + \sigma_{ty}}{f_t} \leq 1$ $\frac{\sigma_{cx}}{f_b} + \frac{\sigma_{cy}}{f_t} \leq 1$

2.전단응력: $v = \frac{V}{A_w} \leq f_s$

3. 웨브의 국부좌굴(Web Crippling)이 생기지 않게 웨브필렛(Web Fillet) 끝의 응력이 허용응력의 범위를 벗어나지 않게 설계, 보의 중간하중에 대하여 $\frac{P}{t(N_1+2K)} \leq f'_c$, 보의 단부반력에

대하여 $\frac{R}{t(N_2+K)} \leq f'_c$

$f'_c = F_y/1.3$ K : 플랜지 바깥 끝에서 웨브 필렛 끝까지의 두께 N : 하중분포길이

4.67. 집중하중을 지지하는 형강보 설계

1. Z_{reg} 보규격 선택 f_b $\sigma_{b, max}$ (적합여부) V_{max} (적합여부)

2. 하중작용점에서 복합응력 $\left(\frac{\sigma}{f_b}\right)^2 + \left(\frac{V}{f_t}\right)^2 \leq 1$ (적합여부) δ_{max} 웨브의 국부좌굴(적합여부)

4.68. 조립보의 장단점

1. 장점:

- 1) 부재의 가공비가 트러스보다 낮다. 시공이 빠르고 비용이 적게 든다.
- 2) 진동, 충격저항, 안전성이 높다. 춤이 낮고 도장이 쉽다.

2. 단점:

- 1) 트러스보다 부재가 많이 소요 웨브와 플랜지에 접합개소가 많다.

4.69. Cover Plated Beam Design

1. 필요한 단면계수 $Z = \frac{M}{f_b}$ 형강결정 덮개판 결정, d

2. 필요한 덮개판 넓이 $Z = Z_s + Ad \rightarrow A = \frac{Z - Z_s}{d}$ $I = I_s + 2A \left(\frac{d}{2}\right)^2$, Z

3. 형강의 모멘트지지능력 $Z \cdot f_b$ 덮개판의 부착길이(휨모멘트가 $Z \cdot f_b$ 되는 지점)

4. 여장(Development Length)

4.70. Plated Girder Design

1. 덮개판은 강판 4매 이하. 덮개판의 전단면적이 플랜지 전단면적의 70%를 넘지 않게. 춤과 스패의 비는 1/12~1/16

2. 플랜지의 단면적 $A_f = \frac{M}{f_b h}$

4.71. 웨브판의 좌굴

1. 전단응력에 의한 대각선방향좌굴(Diagonal Buckling)
2. 휨응력에 의한 수평방향좌굴(Longitudinal Buckling)
3. 지압응력에 의한 수직방향좌굴(Vertical Buckling)

4.72. 평판의 좌굴계수

4.73. 웨브판의 폭두께비

4.74. 웨브판의 허용좌굴응력도

4.75. 스티프너

1. 수평스티프너(Longitudinal Stiffener): 휨을 받는 웨브판의 좌굴에 가장 유효한 보강, 위치는 압축플랜지에서 $0.2d$, 단면적은 웨브단면적의 1/20 이상

2. 수직스티프너(Transverse Stiffener):

- 1) 하중점스티프너(Bearing Stiffener): 위아래 플랜지와 웨브에 밀착 집중하중을 지지할 수 있는 면적은 스티프너 중심선에서 양쪽으로 웨브두께의 15배까지 합한 면적, 유효좌굴길이는 보춤(d)의 0.7배

2)중간스티프너(Intermediate Stiffener): 단면2차모멘트 I_o 는 $a/d < 1$ 일 때

$$I_o \geq 1.1 d t^3 \left(\frac{1}{(a/d)^2} - 1 \right) \quad a/d \geq 1 \text{일 때} \quad I_o \geq 0.55 d t^3$$

4.76.평판보 설계

1. M, Q 필요 I (처짐이용 I , f_b 이용 Z 중 큰 것) $A_f = \frac{M}{f_b h}$

2.플랜지 폭두께비 $\frac{b}{t} \leq \frac{24}{\sqrt{f_y}}$ (적합여부) 웨브 폭두께비 $\frac{b}{t} \leq \frac{110}{\sqrt{f_y}}$ (적합여부)

3.가정 $I \geq$ 필요 I (적합여부), 가정 $Z \geq$ 필요 Z (적합여부) 휨응력도 $\sigma_b \geq f_b = \frac{900}{(I_b d / A_f)}$

4.웨브의 좌굴검토 $\frac{b}{t} \leq \frac{210}{\sqrt{f_y}}, \sigma_o$

5.전단력에의한 허용좌굴응력도

1)평판좌굴계수 $k = 4.0 + 5.34 \left(\frac{d}{a} \right)^2, a \leq d \quad k = 4.0 \left(\frac{d}{a} \right)^2 + 5.34, a > d$

2) $C = \sqrt{F_y / k}, C(d/t)$

3) $C(d/t) \leq 48$ 일 때 $v_o = f_s \quad 48 < C(d/t) \leq 74$ 일 때 $v_o = (1.74 - 0.0154 < \frac{d}{t}) f_s$

$C(d/t) > 74$ 일 때 $v_o = \frac{3300 f_s}{(C d / t)^2}$

6. $\left(\frac{\sigma}{f_o} \right)^2 + \left(\frac{v}{f_o} \right)^2 \leq 1$ (적합여부)

7.중간스티프너의 단면2차모멘트 $a/d < 1$ 일 때 $I_o \geq 1.1 d t^3 \left(\frac{1}{(a/d)^2} - 1 \right)$

$a/d \geq 1$ 일 때 $I_o \geq 0.55 d t^3$

8.필요한 스티프너의 폭

9.하중점 및 지지점 스티프너 $A = 2bt + 2.15t, 1 \rightarrow i \quad \lambda = \frac{0.7d}{i} \quad \sigma_c \leq f_c \quad (\text{적합여부})$

4.77.크레인보

1.차륜하중(Wheel Load)

2.설계하중

1)(60m/min이상 1.2, 미만1.1)수직하중Wv.Trolley지행방향 수평하중WH(1.1).

2)Crane진행방향수평하중W'H(1.15)

3.최대휨모멘트와 전단력

4.크레인보의 단면성능

5.응력 및 처짐검토

1)압축응력: $\sigma_c = \frac{M_x}{Z_{x,t}} + \frac{M_y}{Z_y} \leq f_b = \frac{900 A_f}{I_b \cdot h}$

2)인장응력: $\sigma_t = \frac{M_x}{Z_{x,t}} \leq f_t$ (적합여부)

$$\Delta = \frac{p l^3}{48 E I} \left[\frac{3(a+c)}{l} - \frac{4(a^3 + c^3)}{l^3} \right] + \frac{5 w l^3}{384 E I} \leq l/600$$

4.78.Composite Beam 장단점

1.장점

1)재료를 절약(강재15~30%) 강성증가(2배, 진동.충격에 특히유리)

2)Deck Plate 사용시 재료의 이용도와 시공성 높음

2. 단점

1) 전단연결재의 가격과 시공고려 바닥강판의 내화피복

4.79. 부분합성구조의 유효 단면2차(단면계수)모멘트

$$I_{eff} = I_s + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} (I_{tr} - I_s) \quad Z_{eff} = Z_s + \sqrt{\frac{V'_h}{V_h}} (Z_{tr} - Z_s)$$

4.80. 전단연결재의 배치에 관한 AISC규준

최소 2.5cm 이상, 최대지름이 용접되는 플랜지 두께의 2.5배 이하, 보길이방향의 스티드보울트의 간격은 보울트지름의 6배 이상, 횡방향 간격은 스티드보울트 지름의 4배 이상 최대간격은 80cm 이하

4.81. 합성보의 응력검토

합성작용은 콘크리트의 강도가 설계강도의 75%가 됨을 기준

4.82. 합성보 구조 설계

1. 필요한 단면계수 $Z_{reg} = \frac{M_T}{f_b}$

2. 지주 사용을 배제할 수 있는 단면계수의 부재선정 $Z_{tr} = \left[1.35 + 0.35 \left(\frac{M_L}{M_D} \right) \right] Z_s$

3. 강재선택 콘크리트 슬래브의 유효폭 d 콘크리트의 등가단면계수

4. 부분합성구조의 유효 단면2차모멘트 I_{eff} 와 유효단면계수 Z_{eff} (합성보의 단면계수가 필요한 단면계수보다 3~10%절약)

5. 압축축단면계수 $n Z_c$ 지주의 필요성검토 $Z_{tr} = \left[1.35 + 0.35 \left(\frac{M_L}{M_D} \right) \right] Z_s \geq Z_{eff} \rightarrow$ 필요없음

6. 부재응력검토

1) 플랜지에 생기는 인장응력 $\sigma_b = (M_D + M_L) / Z_{tr} \leq f_b$ (지주를 사용한 보나 사용하지 않은 보나)

2) 지주를 사용하지 않은 합성보 $\sigma_b = \frac{M_D}{Z_s} + \frac{M_L}{Z_{tr}} \leq 1.35 f_b$

콘크리트의 응력 $\sigma_{bc} = (M_D + M_L) / n Z_c \leq f_{bc}$

7. 처짐 $\Delta = \frac{5 W_D I^4}{384 E I_s} + \frac{5 W_L I^4}{384 E I_{eff}} \leq \frac{l}{300}$

8. 수평전단력 $V_h = \frac{0.85 f_c A_c}{2}$ 나 $V_h = \frac{A_s F_y}{2}$ 중 적은값 $V'_h = 0.7 V_h$ (70%부분합성구조)

9. 전단연결재의 개수 $n_s = V_h / q$

4.83. 보기둥의 설계방법

1. 복합응력의 한계성을 고려한 설계방법(좌굴을 완전히 방지할 수 있을 때만 가능)

2. 허용응력도법과 실험에 기초를 둔 경험적인 설계방법

3. 극한강도 상호작용 곡선을 기초로한 반경험적인 설계방법

4.84. 보. 기둥의 설계

1. 압축응력도 한계세장비 $\lambda_p = \sqrt{\pi^2 E / 0.6 F_y}$ $\lambda \leq \lambda_p$ 일 때 $f_c = \frac{\left[1 - 0.4 \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2 \right] f_y}{\frac{3}{2} + \frac{2}{3} \left(\frac{\lambda}{\lambda_p} \right)^2}$

$$\lambda > \lambda_p \text{ 일 때 } f_c = \frac{0.277 F_y}{\left(\frac{\lambda}{\lambda_p}\right)^2}$$

$$2. \text{허용휨응력도 } C_m = 1.75 - 1.05(M_1/M_2) + 0.3(M_1/M_2)^2 \leq 2.3$$

$$f_b = \left[1 - 0.4 \frac{(I_b/i_b)^2}{C_m \lambda_p^2} \right] \frac{F_y}{1.5} \text{ t/cm}^2 \text{ 나 } f_b = \frac{900}{(I_b h / A_f)} \text{ 중 큰 값}$$

$$3. \text{부재응력도 } \sigma_c = \frac{P}{A} \quad \sigma_b = \frac{M}{Z}$$

$$4. \text{부재의 양주축에 휨모멘트가 작용하는 경우 } \frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1.0$$

4.85. 고력보울트 설계

$$1. \text{전단력 } R_v$$

$$2. \text{정열배치된 보울트 } S = \frac{mn[(n^2-1) + a^2(m^2-1)]}{6\sqrt{(n-1)^2 + a^2(m-1)^2}} p$$

$$\text{엇모배치된 보울트 } S = \frac{F[(n^2-n) + a^2(m^2-1)]}{12\sqrt{(n-1)^2 + a^2(m-1)^2}} p$$

$$F = 2mn - m + 3 (\text{홀수열}), \quad 2mn - m (\text{짝수열})$$

$$R_M = \frac{M}{S}, \quad R_{M,x} = R_M \sin \theta, \quad R_{M,y} = R_M \cos \theta$$

$$3. \text{보울트에 생기는 최대 전단력 } R = \sqrt{(R_{M,x})^2 + (R_{M,y} + R_v)^2}$$

4.86. 보의 이음

이음은 설계응력으로 하는 것보다 부재의 허용내력으로 하는 것이 이음의 안전성이 높고, 이 경우 이음부분에서 부재의 파괴가 고력보울트의 파괴보다 먼저 일어나므로 부재의 설계가 적절히 되어야 함

4.87. 형강보 이음설계

4.87.1. 설계응력에 의한 이음설계

$$1. I_w \quad I_f \quad \text{플랜지 접합 } M_f = M \cdot \frac{I_f}{I}, \quad M_f = \frac{I_f}{h} \quad \text{필요한 보울트 수 } n = \frac{N_f}{R}$$

$$2. \text{이음판 유효단면적 } A_e \quad \sigma_t = \frac{N_f}{A_e} \leq f_t$$

$$3. \text{웹브접합: 웹브전단력의 편심에 의한 모멘트 } M_e \quad \text{웹브모멘트 } M_w = M - M_f \quad M = M_e + M_w$$

$$4. S \quad R_n = \frac{M}{S} \quad R_v = \frac{V}{n} \quad R = \sqrt{(R_M)^2 + (R_v)^2}$$

$$5. \text{이음판 } I \quad Z \quad \sigma = \frac{M}{Z} \leq f_b \quad A_e \quad v = \frac{3}{2} \cdot \frac{V}{A_e} \leq f_s$$

4.87.2. 부재허용내력에 의한 이음설계

$$1. \text{플랜지 접합 } B_o \quad n_f = \frac{B_o \times t_f \times f_t}{R}$$

$$2. \text{웹브접합 } H_o \quad n_w = \frac{H_o \times t_w \times f_s}{R}$$

4.88. 기둥의 이음

시공의 便宜고려 보의 위플랜지로부터 80~150cm, 설계응력을 충분히 전달하면서 부재 허용내력의 50% 이상을 전달하는 이음설계, 고력보울트에 의한 기둥이음에서는 윗기둥과 아랫기둥의 부재크기가 이를 맞추기 위하여 3매 이내의 끼움판을 사용

4.89. 기둥의 이음 부재허용내력의 50%에 대한 설계

$$1. \text{허용내력의 50\% } V_a \quad N_a = A \cdot f_c / 2 \quad V_a = h \cdot t \cdot f_s / 2 \quad M_a = Z \cdot f_b / 2$$

2. 단면 2차모멘트 및 전단력 $I_w \quad I_f \quad A_w \quad A_f$

$$3. \text{플랜지접합} \quad N_f = N \cdot \frac{A_f}{A} + \frac{M}{h} \cdot \frac{I_f}{I} \quad n_f = \frac{N}{R}$$

$$4. \text{웹접합} \quad R_v = \frac{V}{n} \quad R_n = \left(N \cdot \frac{A_w}{A} \right) / n \quad M_w = M \cdot \frac{I_w}{I} \quad S \quad R_M = \frac{M_w}{S} \quad \tan \Theta$$

$$R_{M,x} \quad R_{M,y} \quad R = \sqrt{(R_v + R_{M,x})^2 + (R_n + R_{M,y})^2}$$

4.90. 기동밀판의 설계 순서

1. 콘크리트 허용압축응력도, 밀판의 허용지압응력도
2. 밀판의 형태, 넓이 결정
3. 밀판의 두께와 덧댐판의 크기 결정
4. 앵커보울트의 지름 및 정착길이 산정

4.91. 앵커보울트에 생기는 인장응력

$$1. e \leq D/6 \text{의 경우} \quad \sigma_c = \frac{N}{BD} + \frac{M}{B D^2/6} = \frac{N}{BD} \left(1 + \frac{6e}{D} \right)$$

$$2. \frac{D}{6} < e < \frac{D}{6} + \frac{d_t}{3} \text{ 경우} \quad \sigma_c = \frac{N}{BD} \left[1 + \frac{6}{D} \left(\frac{D}{6} + \frac{D_t}{3} \right) \right] \leq \frac{2N}{3B(0.5D - e)}$$

$$3. e > \frac{D}{6} + \frac{d_t}{3} \text{의 경우} \quad \sigma_c = \frac{2Ne + D/2 - d_t}{Bd(D - d_t - d/3)} \quad T = \frac{Ne - D/2 + d/3}{(D - d_t - d/3)}$$

$$\text{중립축 위치 } d: \quad d^3 - 3(e - D/2) d^2 - \frac{6N}{B} \left(e + \frac{D}{2} - d_t \right) (D - d_t - d) = 0$$

4.92. 밀판의 단위폭 응력에 의한 최대 휨모멘트

$$M_u = \frac{2 \sigma_c + \sigma_u}{6} \cdot u^2 \quad t = u \sqrt{\frac{2 \sigma_c + \sigma_u}{f_{bl}}} \quad (\text{위치가 기동밀판 내에 있을 때})$$

$$t = u \sqrt{\frac{\sigma_c}{f_{bl}} \left(3 - \frac{u}{d} \right)}$$

4.93. 축압력과 휨모멘트가 작용할 때 기동밀판 설계

1. 휨모멘트가 작용하지 않을 경우 기동밀판의 단면적 $BD = \frac{N}{0.3 F_c}$, 휨모멘트의 작용으로 이 크기의 1.5배 정도 고려하여 BD 가정

$$2. \text{편심 } e = \frac{M}{N}$$

$$3. \text{기초콘크리트의 최대압축응력 검토 } \sigma_c = \frac{N}{BD} \left(1 + \frac{6e}{D} \right) \leq 0.3 F_c$$

$$4. \quad M_u = \frac{2 \sigma_c + \sigma_u}{6} \cdot u^2 \quad u, \sigma_c, \sigma_u$$

보강리브를 사용하는 경우에는 강판의 두께를 줄일 수 있다.

4.94. 보.기동접합의 개요

회전저항을 기준으로 한 고정도

1. 단순접합(전단접합/Shear connection): 0~20%
2. 강접합(모우멘트접합/Moment connection): 90~100%
3. 반강접(Semi-Rigid connection): 30~70%

4.95. 고력보울트에 의한 보.기동의 접합

1. 받침접합(Seated connection)
2. 인장력을 받는 T형강의 보울트는 인장력에 추가하여 지레작용(Prying Action)

$$3. \text{총인장력 } T = \left(\frac{R_t}{P} \right) \times 0.8h \times \frac{1}{2} \quad \text{휨모멘트 } M = T \times \frac{2}{3} h = \frac{4}{15p} R_t$$

$$\text{고력보울트의 인장응력 } R_t = \frac{M}{S_u} \quad S_M = \frac{4}{15p} h^2$$

4.96. 용접에 의한 보-기둥의 접합

1. 단순접합: 용접은 보통 모살용접으로 하며 용접치수는 γ 형강두께보다 2~3mm작게

김상식 건축철골구조 P250 그림9-24 참조

2. 강접합: 스칼럽(Scalloped)은 보통 반지름 35mm 정도의 반원형 또는 타원형

김상식 건축철골구조 P251 그림9-25 참조

4.97. 보-기둥 접합부에서 기둥웹의 보강

1. $\frac{A_f f_t}{t_w (t_b + 2k)} \leq f'_c = \frac{F_v}{1.3}$ 가 만족되지 않는 경우 기둥웹에 스티프너를 보강

2. 스티프너가 부담하는 몫 $P_s = A_f \cdot f_t - t_w \cdot (t_b + 2k) f'_c$

3. 보강스티프너의 최소단면적 $A_s = A_f - 1.15 t_w (t_b + 2k)$

4. 스티프너와 기둥플랜지 둘러싸인 웹의 전단응력

$$v = \frac{\bar{V}_c - V_c}{t_w \cdot h_c} = \frac{M_{b1} + M_{b2}}{t_w \cdot h_c \cdot h_b} - \frac{(V_{c1} + V_{c2})}{2 t_w \cdot h_c} \leq f_s \quad v > f_s \text{의 경우에는 웹의 전단파괴}$$

의 위험성이 생기므로 對角스티프너로 보강하거나 $v \leq f_s$ 가 되도록 강판을 덧대어 기둥웹면의 두께를 늘려야 한다.

4.98. 강접골조의 응력해석

1. 일반적인 강접골조의 구조해석 결과에서 간단한 단면 산정 결과로 단면을 가정하는 방법과 보와 기둥을 같은 크기의 단면으로 하여 응력해석을 하는 두가지 방법이 많이 쓰이고 있다.

2. 탄성해석법은 부정정구조에 있어 변위의 적합조건을 적용하여 부재의 잉여력을 구한 후 힘의 평형조건을 사용하여 부재력을 구하는 해석방법

3. 소성해석은 부정정구조에서 최대응력을 받는 지점의 국부적인 소성화와 소성힌지의 발생, 붕괴기구(Collapse Mechanism)의 형성 및 평형조건 등을 고려하여 부재의 극한하중을 구하는 방법

4.99. 산형골조 설계

$$1. w = \left(w_D \frac{s}{l} + w_s \right) w_D$$

$$2. \text{구조공식표를 사용한 박공골조의 응력 } H_A = \frac{w l^2}{32} \frac{8h + 5f}{[h^2(k+3) + f(3h+f)]} \quad k = \frac{I_b}{I_c} \frac{h}{s}$$

$$3. M = V \cdot k$$

$$4. G = \frac{\sum (I_c / I_c)}{\sum (I_b / I_b)} \quad \text{기둥 } x\text{축에 대하여: } I_{kx} = kl \quad \lambda_x = \frac{\sigma_t}{\sigma_b} \quad \frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1 \quad \text{기둥 } y\text{축}$$

$$\text{에 대하여: 가새보강된 경우 } I_{xy} = \frac{I_{kx}}{2} \quad \lambda_y = \frac{I_{ky}}{I_y} \quad \sigma_c \leq f_c$$

$$5. \text{지붕보는 중도리에 의하여 횡좌굴 무시 강축만 고려 } I_{kx} \quad \lambda_x = \frac{I_{kx}}{I_x} \quad \sigma_c \quad \sigma_b$$

$$\frac{\sigma_c}{f_c} + \frac{\sigma_b}{f_b} \leq 1$$

6. 접합부의 응력검토: 헌치를 둔 경우 중립축을 인장측에서 $0.8h$ 에 위치 $T = C$ 보울트에 작용

$$\text{하는 인장력 } N_n = \frac{1}{n} \quad \text{보울트에 작용하는 전단력 } V_n = \frac{V}{n} \leq f_s = f_o \left(1 - \frac{\sigma_t}{N_o} \right)$$

7.기동장부의 이음 $T=C$ 보울트에작용하는 인장력 $N=\frac{T}{n}$

8.기동 밑단의 수평력 $\leq$ 터언버클의 허용인장력 $\frac{\pi D^2}{4} f_t$

4.100.트러스의 정의

또는 압축력을 지지하는 부재들이 3각형의 집합체를 이루면서 절점에서 핀구조로 접합된, 총이 깊은 보

4.101.트러스구조의 장단점

- 1.장점: 넓은 스패의 구조물에서는 경제성이 높음 . 부재응력이 허용범위를 넘지 않은 범위에서 형강보보다 큰 강성을 가지고 있어 부재변형이 작은 점
- 2.단점: 접합부가 많아 가공비와 설치비가 많이 드는 단점을 가지고 있어 스패의 길이가 20m를 넘지 않은 경우에는 거의 사용되지 않음

4.102.트러스의 형태

- 1.기울기가 없이 평탄한 평트러스(Flat Truss)와 물매를 가진 트러스(Pitch Truss)
- 2.Warren트러스와 Pratt트러스: 물매1/15~1/10, 스패12~40m 정도가 경제적(60m정도로 쓰이는 경우도 있음)
- 3.3각형형태의 트러스: 중간정도 물매를 가진 지붕트러스로 적당, 최대스패는 30m이내가 경제적
- 4.Fink트러스: 물매가 1/2정도의 급경사를 이루는 지붕, 긴인장재와 짧은 압축재로 이루어져 있어 재료의 경제성을 높일수 있음
- 5.Three Hinge Arch: 지붕스패이 30m를 넘는 경우, 정정구조물로 구조해석이 간편하고 예상할 수 없는 부동침하에 대하여 부정정구조물보다 유리하며 설치하기 쉬운 장점

4.103.트러스 자중 약산식

$$w=10+0.8l$$

4.104.트러스의 응력해석

- 1.정정트러스는 힘의 평행조건식을 고려, 부정정트러스는 변위의 적합조건을 고려하여 부재의 응력을 해석
- 2.수식해법은 절점법과 절단법, 도식해법은 크레모나도식법이 있는데 응력계산이 간편하고빠르며 精度도 실제 설계에서 충분, 부정정트러스의 실제 설계에서는 약산식으로 정정트러스로 하여 계산하는 경우 지점반력 중 중요치 않은 부분을 무시하는 경우도 있고 반곡점이 예상되는 지점을 핀구조로 하여 계산
- 3.강성매트릭스법은 부재응력 계산이 빠르고 정확한 면에는 매우 효율이 높으나 계산자료의 입력과 계산결과의 해석이 많은 번거러움이 단점

4.105.트러스 접합재료

보울트지름 $\phi 16 \sim \phi 22$, 덧댐판6-16mm 주로 사용

4.106.트러스의 이음

이음은 응력분포에 따라하기보다 스패가 너무 커서 한 부재로서는 부족할 경우나 또는 트러스의 운반과 시공상 필요한 경우에 이음을 두며, 이 때의 응력분포에 따라 단면을 조절하는 것이 경제적인 부재설계가 된다.

4.107.지붕트러스 가새 및 중도리

- 1.지붕트러스를 기둥과 강접시키는 데는 귀잡이가새(Knee Brace)가 많이 쓰임
- 2.중도리(Purlins)간격은 보통 0.5~2.0mm, 일반적으로 비틀림의 영향을 무시한 응력해석, 약축에 대한 보강으로 Sag Rod로 중도리를 차례로 연결
- 3.가새의 최대세장비는 200을 넘지 않는 범위에서 부재선정

4.108.중도리 설계

건축철골구조 P.292 예제11-3 참조

4.109.고층건물의 설계와 시공이 가능했던 요인

- 1.고강도 재료와 경량재료의 개발 시공장비와 기술의 개발
- 2.효율적인 구조시스템의 개발 구조설계이론의 개발

4.110.고층건물의 구조설계에서 주요 제약조건

- 1.건물의 용도 수직수평 교통시스템 구조용 골조의 방화
- 2.설비시스템과 조화를 이루는 구조시스템의 설계
- 3.부재의 가공, 운반 및 시공에 대한 고려(타워크레인의 설치도 가능하면 구조설계에 포함)

4.111.고층건물 구조설계에서 고려할 일

- 1.가로처짐(Lateral Deflection, Drift)의 고려, 처짐계수(Deflection Index) = $\frac{\Delta}{H} = 1/400 \sim 1/600$ 의 범위에서 설계
- 2.전도모우멘트(Overturning Moment)
- 3.기둥의 재료와 형태를 선택하는 데 유의(고정하중을 작게)
- 4.기둥과 기초에 전달되는 하중의 크기가 가능한 한 균일하게(하중전달보-Transfer Girder등을 사용)

4.112.Rigid Frame

- 1.강접골조 단독으로는 수평하중에 대한 강성이 가새골조 또는 전단벽 구조보다 낮아 30층 이하의 구조체에 주로 쓰임
- 2.세장한 형태의 건물에서 가로처짐이 큰 단점
- 3.구조체의 연성이 커, 지진력이나 충격하중의 작용시 그 운동에너지를 흡수함으로서 구조체의 붕괴를 방지하는 기능을 가지고 있어 고층건물의 내진용으로는 가장 적합한 구조
- 4.강접골조의 처짐을 전단 변형에 의한 처짐과 캔틸레버형에 의한 처짐으로 이루어지나 대개의 경우 전단변형이 지배적

4.113.Braced Frame

- 1.보로 전달되는 수평력을 가새의 축강성으로 지지
- 2.50층 까지는 가새골조로 설계
- 3.특별히 단면성능이 큰 부재가 아니면 인장가새를 위주로 설계하는 것이 일반적인 경향

4.114.Shear Wall

- 1.철근으로 보강된 콘크리트 벽체로 휨강성이 크기 때문에 수평력을 지지하는 데 매우 효율이 높은 구조
- 2.전단벽은 수평하중만 아니라 수직하중도 지지하며 코어의 방화성능도 높이기 때문에 시공상의 어려움을 제외하면 매우 경제적인 구조라고 할 수 있다.
- 3.전단벽은 수평하중만 아니라 수직하중도 지지하며 코어의 방화성능도 높이기 때문에 시공상의 어려움을 제외하면 매우 경제적인 구조라고 할 수 있다.
- 4.비대칭의 외곽코어로 되어있는 경우에는 비틀림응력을 일으키는 데 유의

4.115.Tube Structure

1. 튜브구조는 1960년대 미국에서 개발된 구조
 2. 내부기둥은 수직하중만 지지
 3. Framed Tube와 Trussed Tube의 두종류
 4. 골조튜브는 외곽기둥을 중심간격 1~4m정도로 밀실하게 배치, 외곽보(Spandrel Beam)로 연결
 5. 구조체의 휨에 의한 기둥의 응력분포는 전단지연현상으로 비선형이 되기 때문에 모서리기둥은 중간기둥들보다 더 큰 강성을 가지게 설계
 6. 가새튜브는 외곽기둥을 밀실하게 배치하는 대신 보통 기둥의 간격으로 하고 가새로 외곽기둥들을 연결하여 외곽보의 휨에 대한 약점을 보완하면서 수평전단력을 가새가 흡수하여 전단지연의 영향을 줄인 구조
 7. 초고층 건물에서 수평하중을 지지하는데 가장 경제적인 구조
- 4.116. 바닥슬래브 구조

하중 지지기능과 분산기능, 가장 경제적인 구조

1. 현장콘크리트 슬래브

- 1) 장점: 개구부가 있거나 불규칙한 평면에 적응시키기 쉽고 합성보로 하면 보와 슬래브의 강성을 함께 증대시킬 수 있다.
- 2) 단점: 거푸집설치 등에 시공비용이 많이 들고 시공시 기후의 영향을 받는다.

2. 프리캐스트 콘크리트 슬래브: 수직하중의 분포를 돕기 위하여 5cm정도 두께의 모르타르로 윗마감(Topping)을 하는 것이 일반적인 시공방법

- 1) 장점: 대량 생산과 균일한 품질관리가 가능하고 조립식으로 현장시공이 줄어들며 시공시 기후의 영향을 받지 않는다.
- 2) 단점: 개구부가 있거나 불규칙한 평면에 적용하기 어렵다.

3. 바닥강판을 사용한 콘크리트 슬래브: 바닥강판의 하중 지지능력은 단면의 춤과 두께 및 걸침 형태에 좌우된다.

- 1) 장점: 시공이 간편하고 공기가 단축되며 거푸집과 구조재를 겸용할 수 있다.
- 2) 단점: 재료비가 비싸고 구조재로 사용되는 경우 방청처리와 내화처리를 하여야 한다.

4.117. 바닥보 구조

1. 형강보 평판보(Plate Girder) 래티스보 4. 허니콤보(Castellated Beam)

4.118. 기둥의 이음

이음은 기둥.보의 접합을 고려하여 보의 윗면에서 0.8~1.5m정도에 위치

4.119. 벽체

1. 전단벽

2. 간막이벽: 구조기능을 갖고있지 않는

- 1) 영구간막이벽(Permanent Partition)
- 2) 임시간막이벽(Movable Partition)

3. 외곽벽(Facade Wall): 장막벽(Curtain Wall), 풍압을 견딜 수 있는 강도를 가져야 하며, 멀리온(Mullion)을 골조에 미리 설치하는 방법 등

4.120. 소성설계의 개요

1. 소성설계는 강재의 인성과 구조물의 부정정도를 효과적으로 이용하여 강재의 경제성을 높이기 위하여 시도되는 설계방법
2. 소성설계는 강재의 인성을 고려한 소성힌지(Plastic hinge)개념을 도입, 부재의 어느한 부분

의 응력이 항복점에 도달하였을 때, 그 부분은 국부적으로 항복하여 하중을 더 증가시키는 경우 항복점응력이 거의 일정한 응력상태에 있으나, 부정정구조에서 항복점응력에 도달하지 않은 다른 부분은 응력의 재분배에 의하여 하중을 지지할 여력을 가지고 있으므로 이러한 재료의 여력을 효율적으로 이용

3.소성설계의 장점

- 1)탄성설계시보다 강재를 절감(10~15%까지 가능)
- 2)소성설계를 적용하면 구조체가 지지할 수 있는 최대하중과 구조체의 실제안전율을 더 정확하게 계산(탄성설계를 적용하면 공력과 변형도의 계산은 정확하게 할 수 있으나 구조물의 실제붕괴강도(Collapse Strength)를 계산하는 데는 적합하지 못하다.
- 3)부동침하나 시공시 큰 응력을 받는 구조물이나 복잡한 구조체에 소성해석의 적용이 탄성해석보다 쉽다.

4.소성설계의 단점

- 1)고강도 강재는 연강보다 연성이 부족하여 소성설계가 적합하지 않다.
- 2)피로응력이 문제가 되고 있는 구조체에 있어서도 소성설계를 적용하기가 어렵다.
- 3)보에 있어서는 재료의 절약의 이점이 있으나 기둥구조에서는 소성설계에 의한 재료절약이 거의 없다.
- 4)많은 부정정구조에서 소성해석은 탄성해석보다 간편하지만 구조물의 안전해석에서는 불편

4.121.소성해석이론

- 1.소성해석이론에서는 변형도경화와 변형도이력(Strain history)현상을 무시하고 완전탄소성(Elasto-plastic)재료로 가정, 하중.처짐곡선 또는 모우멘트-곡률의 관계에서도 같은 형태로 적용
- 2.소성화(Plastification): 부재의 어느 단면의 응력상태가 항복점에 이르기 시작하면 재료는 그 이상의 하중을 받을수 없으므로 소성상태에 머무르게 되는 것
- 3.소성한지(Plastic Hinge): 단면이 소성상태에 들어갔을 때는 이론상 무한한 변형이 허용되는 지점으로 바뀌게 되는 것(소성한지의 발생은 부정정차수를 하나 줄이는 결과)
- 4.붕괴하중(Collapse Load) 또는 종국하중(Ultimate Load): 소성한지에서는 항복점 능력 이상의 하중을 받을 수 없으므로 계속적인 하중의 증가는 소성한지가 발생한 지점의 응력을 항복점 응력으로 유지하면서 응력의 재분포에 따라 그 다음으로 최대응력을 받는 지점에 다시 소성한지를 발생시킨다. 소성한지가 생기게 됨에 따라 부정정도는 하나씩 줄어들고 끝에가서는 이론상의 정정구조물이 되며, 이 때 소성한지가 생기는 것은 그 구조물의 파괴상태에 이르게 됨을 의미한다. 이러한 파괴현상을 붕괴하중(Collapse Load) 또는 종국하중(Ultimate Load)이라 한다.

4.122.소성한지

- 1.항복모우멘트(Yield Moment): 휨모우멘트를 받는 보의 어느 단면의 응력은 탄성한계 내에서 보 이론 $\sigma = \frac{M}{I} y$ 에 따라 중립축으로부터의 거리에 비례하여 바깥단부가 항복점응력에 이르기까지는 선형분포를 보인다. 이 때 단면의 바깥단부응력이 항복점응력에 이르게 하는 모우멘트
- 2.소성모우멘트(Plastic Moment): 전단면이 소성상태에 이르게 되어 그 단면에서 더 이상의 모우멘트를 지지할 능력이 없어 조금만 더 모우멘트를 증가시켜도 회전변형을 일으키고 마는 소성한지가 생겨 부재단면이 완전소성상태에 이르게 하는 모우멘트
- 3.형상계수(Shape Factor): 소성모우멘트 M_p 와 항복모우멘트 M_y 의 비

4.123.소성단면계수와 형상계수

$$1. \text{탄성단면계수(Elastic Modulus)} \quad Z = \frac{M_y}{\sigma_y}$$

$$2. \text{소성단면계수(Plastic Modulus)} \quad Z_p = \frac{M_p}{\sigma_y}$$

$$3. \text{내부저항모우멘트} \quad M_y = \left(-\frac{\sigma_y b d}{4} \right) \left(\frac{2}{3} d \right) = -\frac{\sigma_y b d^2}{6}$$

$$4. \text{소성저항모우멘트} \quad M_p = \left(-\frac{\sigma_y b d}{2} \right) \left(\frac{d}{2} \right) = -\frac{\sigma_y b d^2}{4} = \sigma_y k_s Z$$

$$5. \text{형상계수} \quad k_s = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z_p}{Z} \quad \text{마름모} 2.0 \quad \text{원} 1.7 \quad \text{사각형} 1.5 \quad \text{I형} 1.1-1.2$$

4.124.안전율과 하중계수

1. 안전율: 탄성설계에서의 안전율은 일반적으로 강재의 항복응력을 설계허용응력으로 나눈 값을 의미
2. 안전율의 단점: 탄성해석에서의 안전율은 부재별 또는 구조체별로 과하중(Overload)을 지지할 수 있는 능력을 효율적으로 나타낼 수 없다.
3. 소성설계: 설계하중에 하중계수를 곱한 종국하중(Ultimate load)을 설계대상
4. 하중계수(Load factor): 탄성해석에서의 안전율에 형상계수를 곱한 값, 하중계수는 부재의 단면형태와 구조체의 종류에 따라 다른 값을 가지게 되며, 특정한 조건을 고려하는 설계자들의 판단에 따라 좌우

4.125.붕괴기구

1. 단순보와 같은 정정구조체에 또 하나의 힌지가 도입되면 불안정구조로 되기 때문에 소성한지가 생기는 것은 부재의 붕괴를 뜻한다.
2. 부정정구조물에 소성한지가 발생하여 붕괴에 이르는 과정을 붕괴기구(Collapse mechanism)라고 하며, 소성해석에 핵심을 이룬다.

4.126.평행조건법에 의한 소성해석

$$1.1 \text{차소성한지가 생긴 후의 보 중앙에서의 최대모우멘트} \quad M_{\max}^+ = -M_p + \frac{w \cdot l}{2} \left(\frac{l}{2} \right)$$

2. 보의 붕괴기구는 중앙 최대모우멘트 $M_{\max}^+$ 가 소성모우멘트 M_p 가 될 때이므로 극한하중

$$w_u \text{는} \quad M_p = -M_p + \frac{w_u \cdot l}{2} \left(\frac{l}{2} \right) - w_u \left(\frac{l}{2} \right) \left(\frac{l}{4} \right) \quad W_p = \frac{16 M_p}{l^2}$$

4.127.가상일법에 의한 소성해석

1. 가상일법(Virtual-work method)은 구조체의 하중이 종국상태에 이른 후 가상변위를 고려하여 이 가상변위에 대한 외력의 일과 힌지에서 흡수하는 내적인 일을 같은 것으로 하여 해석하는 방법

$$2. \text{외력에 의한 일} \quad W_{ext} = w_u l_x \left(\theta \times \frac{l}{2} \right) / 2 = \frac{w_u l^2}{4} \theta$$

$$3. \text{내적인 일} \quad W_{int} = M_p (\theta + 2\theta + \theta) = 4 M_p \cdot \theta$$

$$4. \quad W_{ext} = W_{int}$$

5. 복잡한 구조나 복잡한 하중조건에서는 그 구조체가 붕괴되는 조건들을 모두 고려하지 않으면 안 된다. 즉 모든 붕괴가능성을 검토하여 그 중 최소하중에 의한 것이 그 구조체의 붕괴기구이다.

4.128.소성설계

1. 소성설계는 철골구조의 경우 제한된 범위에서 적용되고 있다. 우리 나라의 강구조설계기준에

는 소성설계에 대한 규정이 없으며, AICS 기준에서는 단순보, 연속보 및 평면 강 접골조에는 소성설계가 허용되고 있다.

2.하중계수는 고정하중과 적재하중을 작용하중으로 하는 경우 1.7 이상으로 하며, 고정하중과 적재하중에 풍하중이나 지진하중이 더하여질 경우 1.3 이상으로 하도록 규정하고 있다.

5..구조계획

5.1.구조형식의 제약조건

1.규모 하중 지반 시공 비용 공기

5.2.구조형식의 혼용

전달, 변형불일치 의 주의

5.3.구조방식의 종류

1.목구조 조적구조 철근콘크리트구조 철골구조 철골.철근콘크리트구조

2.복합구조

5.4.건물형상

1.평면형태: 정사각형평면, 직사각형평면, 다각형평면, 원형평면, 방사선평면, 부정형평면

2.입면형태: 직사각형구조, Set-Back있는구조, 경사기둥있는 구조

3.코아의 위치: 중앙코아형, 분리코아형, 측면코아형, 분단코아형

5.5.평면구조의 종류

1.모멘트저항골조구조 벽식구조 트러스구조 아치구조

5.6.입체구조의 종류

1.절판구조 쉘구조:돔(Dome), 원통셸, HP셸(쌍곡포물면 셸)

2.막구조: 텐트구조, 공기막구조(단막방식, 이중막방식, 공기튜브방식)

3.입체트러스구조: 교차보형, 조밀형

5.7.하중에대한 구조물의 응답

1.하중-거동이력(load-behavior history) - 바닥은 처짐 기둥 벽등은 약간의 축소(shorting)

2.풍하중이나 지진하중을 고려할 경우 허용응력은 1/3만큼 증가, 그리고 독립적으로 고려

3.건물에는 규정된 조합하중을 상회하는 예비하중부담능력이 있다(Redunancy). 이는 건물에 주어지는 안전여유치(Margin of safety)로 정의된다.

4.지진에대해서는 소성거동을 인정하여 설계할 수 있다.

5.지속적인 하중 - 크리프변형을 유발시켜 예상치못한 과도한 변형

6.반복적인 온도변화로 인해 생긴 변형의 차이는 구조체의 피로파괴를 야기

7.구조물은 보통 예상되는 조합하중의 한계까지는 선형의 탄성응답으로부터 시작하여야 하며, 동시에 대지진시 에너지를 흡수할 수 있을 정도의 충분한 연성능력을 가져야만 되고, 구조체가 붕괴하지 않는다는 보장이 필요하다.

5.8.평균 고정하중의 크기

1.통상적인 목구조: $200-250\text{kg/m}^2$

2.철골조: $250-400\text{kg/m}^2$

3.철근콘크리트구조: $500-750\text{kg/m}^2$

4.프리스트레스 콘크리트구조: 철근콘크리트구조의 70-80%

5.9.고정하중 경량화 효과

1.지진시에 골조에 작용하는 지진력을 경감

2.수평력에 의해서 결정되어 지는 부재설계시에도 유리

3.기초구조에 좋은 영향

5.10.고정하중 경량화 3단계

- 1.재료선택측면에서 비중이 작은 재료를 사용, 고강도 재료를 사용하여 부재크기를 감소(경제성 있는 사용가능한 것을 선택)
- 2.구조형식 자체를 고려
- 3.구조내력과 관련성이 적은 부분에서 중량을 제거하는 방법(강도저하와 시공성에 주의하지 않으면 위험 초래)

5.11.자중을 경량화함에 있어서 몇가지 문제

- 1.“직접비용”이 높은재료가 많이 쓰일수 있다.
- 2.“시공성”이 수반되지 않은 공법이 되기 쉽다.
- 3.“탄성계수”가 낮아져 변형, 특히 상시 변형량이 커지게 되는 재료가 있다.

5.12.고정하중에 대한 국내 건축법

- 1.간막이벽의 위치가 분명하지 아니하거나, 그 위치의 변경이 예상될 때에는 그 간막이벽 단위 길이의 중량의 3분의 1이 되는 값 이상에 해당하는 등가 동분포하중을 사용
- 2.사무실 또는 이와 유사한 시설에 설치하는 간막이벽의 위치가 분명하지 아니하거나 그 위치의 변경이 예상될 때는 제곱미터당 100킬로그램 이상의 등분포하중을 고려할 것. 다만, 적재하중이 제곱미터당 400킬로그램 이상인 때에는 간막이벽의 하중을 고려하지 아니할 수 있다.

5.13.적재하중에대한 미국의 조사

사무실 200kg/m², 아파트 130kg/m²의 최대하중 기록

5.14.적재하중의 횡력

- 1.주거용 건축물의 경우 미터당 40킬로그램 이상. 기타의 건축물의 경우에는 미터당 80킬로그램 이상의 횡력을 고려
- 2.건축물의 내부에 설치되는 높이 1.8미터 이상의 각종 내벽은 그 벽면에 직각방향으로 작용하는 제곱미터당 25킬로그램 이상의 등분포하중에 대하여 안전하도록 설계

5.15.허용응력도 설계법과 강도설계법에서 적재하중 비교

	허용응력도 설계법	강도설계법
주택	180	200(공동주택의 노대 300)
사무실	300	250
차고 및 차로	550	300(승용차 전용) 500((일반차량) 1,200(트럭,중량차량)

5.16.건축물 각 부분의 적재하중 저감계수

받치는 바닥의 수	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11이상
저감계수	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50

5.17.눈에 대한 설계시 유념할 사항

- 1.지붕의 형상이나 재료의 선택(눈이 미끄러져 떨어지게)
- 2.미끄러져 떨어진 눈이 통행인이나 건물측벽에 미치는 영향
- 3.눈으로 인한 편심하중에서도 구조물이 충분한 내력을 확보할 수 있도록
- 4.방수,배수,동결등의 고려
- 5.눈이 떨어지기를 기대할 때는 제한하중의 명시 및 안전대책

6.잔설이 날리기 쉬운 구조는 피해야만 한다.

7.제설처리능력의 확보(물.증기.전열기.일사촉진제 살포), 고드름 처리

5.18.풍하중의 영향

속도와 방향, 공기의 밀도, 구조물의 형상 및 강성, 그리고 평면의 형태 등에 따라 변화

$$q = \rho \cdot v^2 / 2 = 0.0623 \cdot v^2 \text{ (kg/ m}^2\text{)} \quad P = C \cdot q$$

(속도압=공기밀도와 바람 속도의 함수)

5.19.건축물과 바람의 난류와의 관계

- 1.바람에 직각방향으로 작용하는 풍력으로 발생하는 건물의 진동이 바람방향의 진동보다 크게 될 수 있다.
- 2.바람에 직각방향 운동이 바람방향 진동보다 크게 되는 것은 대체로 높이가 100m이상
- 3.난류는 건축물을 바람에 직각방향으로 진동시킬 뿐만 아니고 비틀림 진동의 원인이 되기도 한다.

5.20.건축물과 바람의 난류와의 관계에서 불명확한 요소 극복

- 1.모형을 이용하는 풍동실험 연구
- 2.정확한 공식과 이론적인 모형의 구축
- 3.재료나 구조적인 감쇠, 변위의 조절, 외벽면의 처리, 그리고 건물의 형태 등을 통한 내풍설계법의 수정

5.21.지진하중의 연직운동의 관계

건축물이 정지상태의 수직하중으로 설계되어 있으므로 연직운동성분을 일반적인 건물에서는 무시할 수 있다. 그러나 단층의 표면이 파괴된 부근에 세워진 건물에서는 연직운동이 상대적으로 크고 그 충격이 심각할 수 있으므로 특별한 고려가 이루어져야만 한다. 또한 장스팬 구조물과 같이 연직운동에 의해 진동이 증폭되는 구조물에서는 이에 대한 검토가 필수적이다.

5.22.응답스펙트럼(Response Spectrum)

건물에 가해지는 수평력의 크기는 지반가속도 만이 아니라 구조물과 기초의 응답형태에 의해 결정되는데 이와 같은 지각운동과 건물의 응답과의 상호관계

5.23.감쇠기구

모든 구조 시스템은 고유의 감쇠기구(Damping Mechanism)를 갖기 때문에 진자의 응답은 감쇠의 정도에 따라 크게 감소되며, 특히 연속적인 반복운동에서는 진자의 응답은 현저히 줄어든다. 실제 구조물에 응답스펙트럼을 적용하는 것은 간단한 진자의 운동을 건물의 복잡한 운동에 어떻게 잘 근접시키느냐에 달려있다.

5.24.층간변위와 인접 건축물간의 간격

층간변위는 임의의 층의 주두와 주각에서 생기는 수평 변위량의 차이로서 그 층의 층고의 0.015배를 초과할 수 없으며, 인접 건축물 또는 신축이음을 둔 동일 건축물간에는 인접한 양측 건축물의 변형량을 합한 값의 2배 이상의 간격을 두어야 한다.

5.25.지진력의 동적 취급방법

- 1.직접적분법에 의한 시각력해석(Time History Analysis)
- 2.모드중첩법에 의한 시각력해석
- 3.응답스펙트럼 해석법: 비선형 해석이나 피로해석 등을 수행하기 위해서는 사용할 수 없다.

응답스펙트럼 해석법은 지진에 대한 구조물 응답의 최대치만을 구하고자 할 때에는 가장 효율적이며, 실제 구조설계는 이들 최대치에 의해서 이루어지기 때문에 구조물의 동적해석법으로 가장 많이 쓰인다.

5.26.온도하중

$$\sigma = E\alpha(t - t_o)$$

5.27.바닥판

1.철근콘크리트 바닥판

- 1)일방향 슬래브 및 이방향 슬래브
- 2)플랫 플레이트, 플랫 슬래브
- 3)워플 슬래브
- 4)리브 슬래브
- 5)프리스트레스트 콘크리트 슬래브
- 6)프리캐스트 콘크리트 슬래브

2.합성바닥판

3.강판바닥판: 리브강판,키스톤플레이트,데크플레이트,치카플레이트,글레칭플레이트

5.28.바닥판의 구조적 안정성

1.연직하중에 대한 경우

2.횡하중에 대한 경우

- 1)바닥판의 주 기능중에는 횡력에 대한 다이아프램의 기능이 있다. 고층건물의 경우 주로 고려하게 되는 바닥판의 다이아프램 기능은 바닥판이 횡력에 대해서 춤이 깊은 보(Deep Beam)와 같이 거동하여 횡력을 그대로 수직저항 골조에 전달하는 것을 의미
- 2)바닥판이 다이아프램 기능을 수행하기 위해서는 횡력에 대해 강체변위(Rigid Body Displacement)를 할 수 있도록 충분히 수직부재에 비하여 강해야 된다.

5.29.보 구조계획시 고려 요소

충고,스팬,내력,강성,설비덕트,배관배선,재료물량,내화성능,시공성

5.30.철근콘크리트보 적정단면

- 1.철근비 0.8%~1.2%
- 2.춤 1/16~1/17.5
- 3.춤과 폭의 비 1:1.5

5.31.철골보 적정단면

H형강의 경우 적정춤은 L/18~L/20, 최대 스팬 18m이하(캔틸레버보 스팬 5m이하)

5.32.합성보

- 1.철골의 피복두께는 보상단에서 125mm이상, 하단에서는 150mm이상
- 2.설계용 휨모멘트 가운데 철근콘크리트 부분에서 부담할 부분을 그다지 크게 하지 않는 것이 좋고, 부담율을 50%이하로 제한하는 것이 바람직

5.33.프리스트레스트 콘크리트보

- 1.완전 프리스트레싱(Full Prestressing): 장기하중시 단면에 휨균열의 발생을 인정하지 않는 구법 즉 단면에 인장응력이 생기지 않는 방법

2.부분 프리스트레이싱(Partial Prestressing): 단면에 일부 인장응력의 발생을 허용

5.34.부재가 좌굴하려는 경향

.단부연결.편심하중.기둥재료의 불완전.기둥의 초기 굴곡.제조시의 잔류응력

5.35.벽체

- 1.전단벽(Shear Wall)
- 2.내력벽(Bearing Wall)
- 3.옹벽(Basement Wall): 중력식옹벽.캔틸레버식옹벽.부벽식옹벽
- 4.지하벽(Basement Wall)

5.36.기초개요

- 1.고층건물에서 온통기초를 사용한 경우로 지반의 지내력이 취약하거나 건물의 전도력이 클 때 유리
- 2.상부하중을 기초저면에서 더 잘 확산시키기 위해서 곡면 기초(Arched Foundation)와 지중보(Tie Girder)를 조합
- 3.허용 지내력이 분배된 응력($W/Area$)의 4배 이상이면 독립기초가 온통기초보다 더 효과적, 허용지내력이 $W/Area$ 의 2배 이하이면 온통기초가 경제적이다.
- 4.기초 설계의 주요 목표는 건물의 침하량을 한계 범위내로 유지시키고 국부적인 지반 침하나 건물의 수평 이동을 막는 것이다.

5.37.줄기초와 온통기초

- 1.콘크리트 줄기초의 두께는 30cm 정도이며 벽체 양쪽으로 내민 줄기초의 폭의 증가에 따라 기초 두께는 증가되어야 한다. 대략적으로 기초의 두께를 한쪽방향 내민 길이의 절반 정도로 가정할 수 있다.
- 2.온통기초의 두께는 건물 단부에서 기초의 돌출 정도와 수직요소(기둥, 벽체 등)들 간의 거리, 건물의 하중분포 등에 따라 결정된다.

5.37.2.독립기초와 복합기초

- 1.독립기초의 형태는 정방형이 가장 경제적
- 2.독립기초의 설계에 있어서는 휨응력과 뚫림전단(Punching Shear)에 대한 저항에 의해 좌우
- 3.기초위 기둥에 의해 생기는 뚫림 전단은 1:2경사를 가진 피라미드 형태로 전단파괴가 발생
- 4.휨모멘트와 전단력 계산시 기초의 자중은 무시(기초의 자중과 그것에 의해 생성된 지압력이 맞작용하기 때문)
- 5.독립기초에서 휨모멘트와 전단력 계산시 기둥에 의한 전달된 하중만으로 지압력을 산정하게 된다.
- 6.복합기초에서 두기둥 축력 P_1 과 P_2 의 합력은 복합 기초의 무게중심에 가능한한 근접하도록 설계
- 7.기초아래 지압력은 기초 바로 밑의 지층에 의해서만 직접적인 영향이 있는 것이 아니고 더 아래층에 의해서도 좌우될수 있다. 기초를 통해 전달된 압축력은 흙을 통해 1:2($\tan 30^\circ$)의 경사를 가진 원뿔모양으로 전달되기 때문에 밑으로 내려가면 면적은 증가된다고 할 수 있으나 원뿔이 서로 겹치기 때문에 두 기둥을 지지하는 지반의 가용면적은 다소 감소되고, 이 경우에는 지압력을 검토하여 필요하다면 기초 크기를 증가시켜야 한다.

5.38.파일기초와 우물통기초

파일의 지지내력은 각 파일이 균등하게 지지한다고 가정하기 때문에 보통은 파일 중심과 작용하중의 합력의 위치가 일치되도록 설계

5.39.고층구조 건축계획

초기단계에서부터 기둥, 코아 등 구조부재의 배치를 아울러 고려하여야 한다. 이 단계가 고층건축물의 경제성을 좌우하는 가장 중요한 단계이다.

5.40.고층건물 구조계획

- 1.지반조건
- 2.건물 폭에 대한 높이의 비(Aspect Ratio): 5-7 정도가 적절
- 3.시공적 측면의 검토: 시공성, 시공방법 및 조립 등에 대해서 검토해야 한다. 철근콘크리트 고층건물의 경우 콘크리트 타설, 양생방법 등에 대해서도 검토하여야 한다.
- 4.설비층의 구조적 검토: 고층화되면 중간층 부분에 설비층이 필요하게 되므로 그 위치에 벨트 트러스 등을 적절히 배치
- 5.경제성의 검토: 구조체의 비율, 구조체의 물량, 공사비, 공사기간등을 산정하여 구조형식 선택의 기준으로 사용
- 6.방화시설에 대한 검토: 방화계획에 따른 전단벽을 적절히 배치하여 구조적인 계획을 하고 안정성을 확보한다.

5.41.초고층

- 1.일반적으로 30-40층 이상의 건물로 높이 대 밑면의 비가 5내지 7정도의 건물을 의미, 외국의 경우 High-rise혹은 Skyscraper, M.Fintel“주어진 설계조건하에 건물에 작용하는 수평하중, 지진 또는 풍하중에 경제적으로 저항하기 위하여 특별한 구조형식을 도입할 필요가 있는 건물”
- 2.미국 시카고의 Miglin-Beitler Tower 595mn, 세장비8.25(guswo 진행중)
- 3.현존하는 세계 최고의 철근콘크리트 건물은 1992년 완공된 홍콩의 "센트럴 플라자"빌딩으로 78층 374m
- 4.시카고 "Sears Tower" 110층 443m, 뉴욕“World Trade Center - North”110층 417m, 뉴욕“World Trade Center - South”110층 415m, 뉴욕“Empire State”102층 381m, Kuala Lumpur 92층 446m, 롯데호텔 37층 138m, 한국종합무역센터 55층 229m, 63빌딩 60층 249m

5.42.고층건물 설계분야의 요소기술

5.42.1.건축계획분야

- 1.건물과 외부환경과의 관계
- 2.건물 안에서의 동선
- 3.설비의 효율적 배치
- 4.초고층 건물의 경제적 구조물량은 구조 시스템과 매우 밀접한 관계

5.42.2.구조분야

- 1.건물의 횡방향변위, 비틀림 효과, 안정성 및 진동형상에 대한 분석과 제어방법
- 2.구조물의 고층화로 인한 자중의 증가는 기둥 또는 벽과 같은 수직부재의 변위차를 유발
- 3.온도차에 의한 영향, 외장재의 온도차, 바람 혹은 지진에 의한 횡변위
- 4.구조재료의 생산 및 시공에 관한 기술로써 특히 고강도 콘크리트, 경량콘크리트, 합성강판 등의 실용

5.42.3.토질 및 기초 분야

5.42.4.설비분야

5.43.고층건물 시공분야의 요소기술

앞서 간다 하더라도 시공능력이 없으면 건물이 세워질 수 없고, 더 높은 고층으로의 꿈은 필히 시공기술의 개선을 요구하고 있다.

- 1.공기를 고려한 공법계획 - 공업화, 기계화, 자동화
- 2.콘크리트 - 고강도 콘크리트, 현장타설, PC 및 Prestress방식
- 3.철근 - 공장가공 철근 또는 현장 조립 철근
- 4.거푸집 - 거푸집 형태, 거푸집 운용 계획
- 5.철골 - 공장가공 또는 현장 설치, 접합부 계획
- 6.지하 및 기초 - 기초 및 흙막이, 지하 굴착
- 7.마감 - 외벽설계 및 설치, 천장 및 바닥
- 8.설비 - 엘리베이터 계획, 공조, 조명, 샤프트 계획
- 9.시공인원 운용 계획 - 교육, 운반, 식사, 화장실

5.44.고층건물 구조설계 분야의 요소기술

5.44.1.구조재료의 결정

- 1.초고층에서 필수적인 고강도 콘크리트는 $f'_c = 500 \text{ kg/cm}^2$
- 2.Central Plaza의 콘크리트 강도는 $f'_c = 612 \text{ kg/cm}^2$ KLCC는 $f'_c = 800 \text{ kg/cm}^2$

5.44.2.하중의 산정(바람, 지진, 중력 하중 등)

- 1.지진하중과 관련 미국의 경우 UBC(Uniform Building Code)가 SEAOC, ATC등을 근간으로 제정, 우리나라의 경우 ATC규준 개념을 도입
- 2.크기가 작고 빈도가 많은 지진에 대해서는 탄성적으로 저항하고 큰 지진에 대해서는 일부 건물의 파손을 예상하나 건물의 붕괴는 방지한다는 개념(여기에 강한 기동과 약한 보, 그리고 접합부의 연성 개념이 도입)
- 3.어느 한도 이상의 고층에서는 동적 해석이 필수적(응답 스펙트럼 해석, 시간이력 해석 등을 수행)
- 4.비탄성 해석을 위한 S/W 및 모델링기법에 대한 연구가 필요

5.44.3.구조해석용 프로그램

- 1.ETABS, STAAD-3등은 매우 일반화되어 있으며 그 안에서 모드를 이용한 동적해석도 가능
- 2.PC486과 ETAB를 사용해서 86층의 횡하중해석에 약 30분 정도의 시간이 소요된 바 있다.
- 3.비탄성해석을 위한 프로그램들은 아직 상용화되어 있지 않으나, DRAIN-2D(2차원 해석), DRAIN-BUILDING(3차원 해석) 등이 있으며 연구차원에서 사용되는 실정

5.44.4.수직 및 횡력 저항 구조 방식 선정

- 1.구조물에 작용하는 바람에 의한 횡하중은, 구조물의 휨과 전단을 발생시킨다. 구조물의 붕괴를 막기 위한 저항으로 구조물의 움직임을 유발하며, 이로 인해 제3의 공학적인 문제인 진동이 발생

2.전단강성(Shear Rigidity)

- 1)전단력에 의한 파괴방지
- 2)전단력에 의한 과다 변형을 저항

- 3)전단변형에 저항하는 효율성은 Shear Rigidity Index (SRI)

$$SRI = 250 \frac{S H^2}{X V \Delta_s}$$

$$SRI = 250 \frac{\text{전단력} \cdot \text{높이}^2}{\text{탄성계수} \cdot \text{재료의부피} \cdot \text{변위}}$$

- 4)가장 보편적인 전단 방식은 고정절점을 가진 골조이며, 골조의 효율성 P는 부재 길이와

부재 축의 비에 의해서 $P = \frac{H+L}{D}$

3. 휨강성(Bending Rigidity)

- 1) 고층건물의 휨저항 구조방식은 하중조합에 의한 전도
- 2) 휨에 대한 파괴
- 3) 휨에 의한 과다 변형(변형에 대한 저항은 평면에서의 기둥 및 벽의 배치에 의해 크게 영향)

4. Bending Rigidity Index(BRI): 정방형 구조에서 최대 휨강성을 확보하기 위한 이상적인 평면은 네 개의 기둥에 수직하중을 집중시키는 것이다. 이 평면은 최대의 휨강도, 강성 및 전도 모멘트에 대한 저항력을 가지고 있으며, 이 구조방식의 BRI를 100으로 가정한다. 여기서 BRI값은 구조물 평면에서 휨구조방식에 관여하는 모든 기둥의 관성모멘트의 합계이다.

5. "Le Messurier"는 207층, 800m 정도의 구조물을 Sears Tower와 World Trade Center와 같은 정도의 평면을 가지고 구조설계의 가능성에 관해 연구한 바 있다. 주된 고려사항은 매우 큰바람을 저항할 수 있는 강성을 가지게 하는 것이었다. 구조물의 목표 고유주기는 10초이며, 이 구조물은 시간당 224km의 풍속에 대해 한전해야 하는 것이었다.

5.44.5. 풍동 실험과 주거성

1. Monte-Carlo 방법 등을 이용한 풍동 실험
2. 캐나다의 Western Ontario 대학, 미국의 Colorado State 대학, 호주의 시드니 대학 등이 풍동 실험과 관련해 세계적으로 많은 자료를 가지고 있다.

3. 풍동실험의 내용

- 1) 구조물의 풍하중 산정
- 2) 건물 외벽의 국부적 압력과 부력(Suction)
- 3) 건물 주위의 보행자들이 다니는 부분에 대한 영향
- 4) 동적인 진동 효과

4. 풍동실험 단계

- 1) 1단계 Force Balance 방법
- 2) 2단계 Aeroelastic 실험(건물의 강성을 고려한 축소모델)

5. 진동감쇠장치

- 1) 능동 및 수동 동조질량감쇠장치(Active or Passive Tuned Damper)
- 2) 동조액체 감쇠장치(Tuned Liquid Damper)
- 3) 점탄성 감쇠기구(Viscoelastic Damper)

6. 횡변위와 관련하여 캐나다 규준에서는 상세해석이 없을 시 1/500을 제시

5.44.6. 기둥 축소량 예측 및 보정

1. 탄성 축소량은 부재에 작용하는 하중에 의해서
2. 비탄성 축소량은 콘크리트의 크리프와 건조수축에 의해 발생
3. 80층 철골 건축물에서 총 탄성 수축량은 18~25cm
4. 80층 콘크리트 건축물에서 탄성 수축량은 6.5cm, 크리프와 건조수축에 의한 수축량은 18~23cm까지 예상
5. 콘크리트의 크리프변형의 원인으로는 응력의 차이, 하중의 이력, 철근비, 부피와 표면적의 비, 주위환경 등이며 응력의 크기와는 상관없이 없다.
6. 기둥 축소량에 대한 고려를 하지 않더라도 실제 시공시 각층의 바닥 수평레벨을 맞춘다면 그 층의 밑부분에서 이미 진행된 변형에 대해 어느 정도 보정이 가해지고 있다고 생각할 수

있다.

5.44.7.구조해석 및 부재설계

- 1.고층빌딩은 일반 건축물과는 달리 구조물의 강도(Strength)보다는 횡변위를 억제하기 위한 강성(Stiffness)에 의해 구조부재의 크기가 결정되는 경향이 있다.
- 2.지진해석시 빈도가 많고 강도가 약한 지진하중에 대해서는 탄성해석을 실시하고, 빈도가 작으며 강도가 큰 지진하중에 대해서는 탄소성 해석을 수행하여 건물의 안전성을 검토
- 3.강 기둥과 약 보의 개념 등을 반영한 설계가 수행

5.44.8.접합부 설계

설계는 고층 빌딩에서 매우 중요하다. 접합부는 강하고 연성이 있으며 충분한 설계 강도를 가짐과 동시에, 이의 조립이나 타설이 용이하도록 설계하는 것이 바람직하다. 특히, 접합부에서 탄성한계를 넘는 소성변위가 발생하더라도 연성(Ductility)을 충분히 확보할 수 있어야 한다.

5.45.고층구조형식의 선정

- 1.건물이 고층화되어 높이가 증가함에 따라 전체적인 건축물의 경제성에 미치는 요소는 연직 하중(Gravity Load)에 의한 것보다는 건물에 가해지는 바람, 지진과 같은 수평하중에 의한 것이 크다.
- 2.일반적으로 30-40층 규모 건물의 경우 바닥판을 구성하는 구조부재가 차지하는 물량비율이 전체의 50% 정도
- 3.횡변위 조절을 위해서는 구조재료의 강도(Strength)보다는 구조체의 강성(Stiffness)에 대한 고려가 중요하다. 구조체의 강성은 건물의 형태와 공간구성에 맞게 횡력지지 구조체를 적절히 배치함으로써 증가되는 것으로 구조설계 초기부터 구조체의 강성확보를 위한 고려가 있어야 한다.
- 4.고층건물의 설계는 주어진 공간에서 최소의 구조 부재량으로 최대의 강성을 갖게 하는 것이다.

5.고층건물 구조설계에서 고려해야 할 요소

- 1)바닥구조방식
- 2)연직하중 저항 구조방식
- 3)수평하중 저항 구조체
- 4)구조 접합부
- 5)에너지소산 방식

6.고층구조물 설계시 고려해야 할 요소

- 1)안전성
 - a.내진, 내풍, 성능확보
 - b.방재 계획
 - c.적정 수평구조 방식
- 2)사용성
 - a.진동소음의 최소화
 - b.과다 처짐 방지
 - c.부동 수직변형의 보안
 - d.온도변형에 따른 변형
- 3)경제성
 - a.적정 수직구조 방식

- b.경제적 공법
- c.공업화된 부재의 사용
- d.공정의 단축
- 4)서비스성
 - a.에너지 관리
 - b.시설 유지 관리
 - c.정보 시설 관리
- 5.46.고층구조형식 연직하중 저항 구조방식
 - 5.46.1.연직하중 저항 구조방식은 주로 바닥방식과 수직부재로 구성되며 다음의 여러 가지를 고려하여 선택
 - 1.건물의 높이 또는 층수
 - 2.빌딩형태
 - 3.구조재료
 - 4.구조방식
 - 5.46.2.고층건물에서 최적화하기 위해서는 다음의 원칙을 고려
 - 1.경제성
 - 2.사용성 조건을 만족하면서 두께가 가장 얇은 구조방식을 선택
 - 3.구조계획이 건물의 기능을 충분히 반영할 수 있게
 - 4.구조방식의 선택은 시공적 요소를 충분히 고려
 - 5.지역성을 충분히 고려
 - 6.시공방법 및 설치 방법 등에 대해서도 고려
 - 7.건물의 대지조건이 고층건물의 기초방식에 적당한지, 접근 및 시공기간 동안의 하중부담 등에 대해 검토
- 5.47.고층구조형식의 선정 바닥구조 장단점
 - 5.47.1.일방향 구조방식의 장단점
 - 1.장점
 - 1)최소 층고를 유지할 수 있다.
 - 2)최소 구조층을 확보할 수 있다.
 - 3)하부가 평평하며 비구조체의 부착이 쉽다
 - 4)설치방법이 다양하다.
 - 5)보온능력이 좋으며 차음효과가 뛰어나다.
 - 6)감쇄특성이 좋다.
 - 2.단점
 - 1)상대적으로 중량이 크다.
 - 2)스팬이 작다.
 - 3)춤에 비해 처짐이 크게 발생한다.
 - 5.47.2.조이스트 방식의 장단점
 - 1.장점
 - 1)장스팬이 가능하다.
 - 2)전기, 기계설비가 용이함
 - 3)자중이 적은 편이다.
 - 2.단점

- 1)평면이 불규칙할 경우 적용이 곤란하며 경제성이 떨어진다.
- 2)하부마감이 곤란하다.
- 3)개구부가 큰 구조물에 사용 불가능하다.

5.47.3.보-슬래브 방식의 장단점

1.장점

- 1)긴 스패에 적용 가능하다.
- 2)큰 개구부가 가능하다.
- 3)상대적으로 자중이 적은 편이다.
- 4)프리스트레스의 도입이 용이하다.

2.단점

- 1)층이 크다-층고 증가
- 2)거푸집 공사가 비싸다.
- 3)규격화된 거푸집이 없다.

5.47.4.플랫 슬래브의 장단점

1.장점

- 1)층고를 최소화할 수 있다.
- 2)거푸집 공사가 단순하여 공기를 단축할 수 있다.
- 3)배근이 각 구간별로 나누어져 있어 간편하다.

2.단점

- 1)비교적 중량이 크다.
- 2)횡력에 대한 해석이 곤란하다.
- 3)평면이 불규칙할 경우 적용이 곤란하다.
- 4)슬래브 바닥판의 구조체 물량이 많다.

5.47.5.현장타설 철근콘크리트 슬래브의 장단점

1.장점

- 1)슬래브의 개구부, 평면의 불규칙성 등의 다양한 불규칙성을 고려할 수 있다.
- 2)합성거동을 얻기 쉽다.
- 3)연속 스패를 사용하므로 철근비가 작은 편이다.

2.단점

- 1)거푸집, 철근의 조립, 콘크리트의 타설 등으로 인하여 노무비가 증가된다.
- 2)습식 공법으로 공기가 길어지며 기후에 영향을 많이 받는다.
- 3)철골의 설치와 콘크리트의 타설이 공기에 직접적 영향을 미치므로 철저한 관리가 필요하다.

5.47.6.프리캐스트 콘크리트 슬래브의 장단점

1.장점

- 1)현장에서의 노무량을 감소시킨다.
- 2)철골부재와 철근콘크리트 부재의 설치작업을 동시에 할 수 있어 공기를 단축시킬 수 있다.
- 3)기후조건에 관계없이 공사가 가능하다.

2.단점

- 1)평면이 불규칙하거나 스패이 다를 경우 생산비가 증가한다.

5.47.7.메탈데크 위 콘크리트 슬래브의 장단점

1.장점

- 1)철골 구조부재의 설치 및 작업이 용이하다.
- 2)작업공간이 확보되고 하부의 작업이 보호된다.
- 3)현장 투입 노동력이 적고 설치가 빠르다.

2.단점

- 1)재료비가 비싸다.
- 2)내화피복이 필요할 경우가 있다.

5.48.고층구조 수직구조체

1.기둥

- 1)철골부재를 사용할 경우 일반적으로 부재의 크기는 일정하게 하고 축력에 따라 두께를 조절
- 2)철근콘크리트의 경우 부재의 크기를 비교적 자유롭게 할 수 있으나 거푸집의 재사용, 공업화를 위해서는 전층을 하나의 크기로하고 콘크리트의 강도를 조절(저층부 기둥에는 고강도 콘크리트를 사용하고 상부에 갈수록 강도를 작게 사용하는 방법
- 2.내력벽: 압축응력이 일반 띠기둥처럼 클 때에는 이를 벽기둥(Wall Column)이라 함
- 3.전달보(Transfer Girder): 상부의 기둥하중을 하부기둥으로 전달하는 역할

5.49.고층건물 구조방식의 선택

- 1.고층건물의 구조방식은 횡력 지지 구조방식의 경제성에 의해 결정되는 것으로 일반적으로 경제성은 총 바닥면적에 대한 구조체 물량의 무게로 평가
- 2.건축적, 구조적인 조건을 만족하면서 경제성도 있는 구조방식을 선택하기 위해서는 같은 평면을 2-3개 구조방식에 대해 횡변위, 구조체의 양 등을 검토
- 3.대략적인 철골조의 구조체 물량 $w = 30 + 5N/3$ (N :층수, w :철골량)
- 4.40층 철골조의 건물의 경우 개략적인 철골량은 98kg/m^2 정도로 예상할 수 있다.
- 5.복합구조, 합성구조의 경우 총 철골량은 전체를 절골조로 할 경우에 비해서 40-60%정도

5.50.적절한 고층건물의 구조방식을 선택하는 방법

- 1.신뢰도가 높은 많은 자료
- 2.개략적인 구조체의 경제성에 대하여 검토
- 3.개략적인 구조부재의 크기가 필요
- 4.선택된 구조방식이 기능적으로 문제가 없는지, 다른 부분과 문제는 없는지, 기타 문제의 가능성이 있는 부분을 면밀히 검토
- 5.정밀한 해석으로 각 부재를 설계하여 구조방식의 경제성을 분석
- 6.구조부재의 안정성을 검토 확인하고 전체적인 건물의 안전성에 근거한 경제성 검토

5.51.고층건물의 구조체 무게

건물명	완공년도	층수	높이/폭	철골무게 (psf)	구조형식
Empire State Building, New York	1931	102	9.3	42.2	Braced Rigid Frame
John Hancock Center, Chicago	1968	100	7.9	29.4	Trussed Tube
World Trade Center, Chicago	1972	110	6.9	37.0	Framed Tube
Sears Tower, Chicago	1974	109	6.4	33.0	Bundled Tubes
Chase Manhattan, New York	1963	60	7.3	55.2	Braced Rigid Frame
U.S.Steel Building, Pittsburgh	1971	64	6.3	30.0	Shear Walls+Outriggers+Be lt Trusses
Boton Co. Building, Boston	1970	41	4.1	21.0	K-Braced Tube
Alcoa Building, Boston	1969	26	4.0	26.0	Latticed Tube

5.52.골조의 종류

5.52.1.내력벽구조

- 1.대린벽구조, 장벽구조, 2방향구조, 방사형구조
- 2.10~20층 정도에 경제성

5.52.2.코아구조

- 1.철골 코아의 경우 비렌덜 트러스(Vierendeel Truss)의 원리를 이용하여 횡력에 대한 안정성을 확보
- 2.초기 구조설계 단계에서 개구부가 측면 면적의 30%를 넘지 않으면 개구부 효과를 무시하고 설계해도 무방
- 3.수직으로 개구부가 거의 같은 위치에 놓이게 되는 경우 이를 병렬 전단벽 - 병렬 전단벽의 개구부를 연결하는 보(Coupling Beam)의 강성에 의해 거동이 달라짐
- 4.코아의 분류
 - 1)코아의 형태에 의한 분류 - 열린(Open)코아, 닫힌(Closed)코아
 - 2)코아 숫자에 의한 분류 - 단일코아, 다중코아(Multiple Core)
 - 3)코아 위치에 의한 분류 - 내부코아, 외부코아, 주변코아
 - 4)코아 배치에 의한 분류 - 대칭코아, 비대칭코아
- 5.단일코아: 변형 특성상 고층건물에는 적절하지 못하며 대개 20층 정도가 적절
- 6.한지로 접합된 골조를 가진 코아 - 이러한 구조방식의 도입으로 콘크리트 공사에 공업화된 거푸집을 적용하여 공기를 단축하고 시공성을 향상시키는 것이 바람직
- 7.강성골조를 가진 코아방식: 이 구조방식은 외주부의 기둥과 중앙부의 코아가 횡력을 동시에 부담하는 방식으로 골조 - 전단벽 구조방식이라고 통칭

5.52.3.골조구조

- 1.강성이 작은 보에 의해 큰 접합부의 회전을 일으키게 되는데 이를 방지하고 골조의 변형을 줄이기 위해서는 보의 강성을 키우는 것이 바람직

-
2. 강성골조방식은 전단에 의한 변형이 전체변형의 80% 정도이며 20% 정도가 휨에 의한 변형을 발생
 3. 강성골조
 - 1) 슬래브는 휨력을 분배하는 역할을 하므로 개구부의 위치와 크기에 유의
 - 2) 이 방식은 20층 내외 규모에서 사용
 4. 힌지골조
 - 1) 힌지골조는 연직력을 지지하게 하고 수평력에 대해서는 강성골조로 지지하게 하는 방식으로 힌지 골조와 강성골조, 브레이스와 벽체와 같은 휨력지지 구조와 혼합사용하는 방식
 - 2) Stanford대학의 Terman Engineering Center가 이 방식으로 되어 있다.
- 5.52.4. 엇갈린 벽보 구조(Staggered Wall Beam Structures)
1. 층고 전체를 벽보로 사용하여 한층에서 엇갈려 위치하게 하고 외벽에 기둥을 넣은 구조방식
 2. 지진력에 대한 계수는 전단벽 구조에 따름
 3. 이 구조방식은 중북도형의 구조체에 적절(기숙사, 콘도, 소형아파트)
 4. 휨력에 대해 저항하도록 외벽에 가새형식의 구조가 필요
- 5.52.5. 골조-전단벽구조
1. 휨력을 전단벽과 골조가 동시에 저항하는 방식으로 골조의 변형 형태인 전단모드와 전단벽의 변형 형태인 휨모드가 적절히 조합된 구조방식으로 저층건물에서 고층건물에까지 가장 널리 사용되는 구조방식
 2. 전단벽이 강성이 클수록 연성이 감소되므로 적절한 강성의 확보가 중요
 3. L.A.의 73 L.A. First Interstate World Center은 지진지역에 세워진 가장 높은 빌딩으로 높이가 310m의 원통형으로 된 구조물로 외주기둥을 연성 골조로 처리하고 내부 강성이 큰 코아를 넣어 처리
 4. 일반적으로 대부분의 휨력을 전단벽이 부담하며, 높이가 높아질수록 상부에서 골조가 휨력을 부담
 5. 철근콘크리트조의 경우 한 층에서 전단벽의 강성이 총 기둥 강성의 6배 이상일 경우 거의 모든 휨력을 전단벽이 부담하는 것으로 규준에서 규정
 6. 골조와 전단벽의 상호작용은 골조와 전단벽의 변형이 선형적으로 나타나지 않으며 S형태로 곡선을 그리게 된다.
 7. 고층건물의 골조-전단벽 거동을 요약
 - 1) 고층구조물의 상부에서는 전단보 거동을 하므로 주로 강성골조에 의해 휨력이 지지된다.
 - 2) 하부에서는 전단벽에 의해 대부분의 휨력이 지지된다.
 8. 이 구조방식은 40층에서 50층 정도까지 경제성이 있는 것으로 판단
- 5.52.6. Outrigger를 가진 전단벽 구조
1. 코아는 수평전단력을 지지하는데 사용하고 Outrigger는 수직 전단력을 코아로부터 외주부의 기둥에 전달시키는데 이용
 2. Outrigger에 의한 효율증가는 약 30%수준으로 알려지고 있다.
 3. Outrigger와 외주부의 기둥의 접합부는 힌지로 처리하여 기둥 모멘트의 유발을 방지하고 바닥보와 외부기둥의 접합도 힌지로 처리하여 연직하중에 의한 기둥모멘트의 발생을 막는다.
- 5.52.7. 튜브구조
1. 튜브구조는 최근 Fazlur Khan에 의해 제안
 2. 튜브는 형식에 따라
 - 1) 속빈튜브: 골조튜브, 트러스트튜브
-

2)내부가새된튜브: 전단벽을가진튜브, 이중튜브, 묶음튜브(다중튜브), 수정튜브

3.장점

- 1)횡력저항 구조체가 건물의 주변에 있으므로 건물의 전체 폭이 모멘트에 저항 한다.
- 2)횡력저항 구조체가 건물의 주변에 있으므로 내부구조체는 연직하중만 지지하면 되므로 설계가 단순해진다. 결과적으로 기둥이나 보의 배치가 자유롭다.
- 3)튜브구조는 전층의 바닥구조를 동일하게 할 수 있다.
- 4)튜브구조는 튜브를 이루는 구조체를 전층 동일하게 함으로써 시공성이 뛰어나다.

4.골조튜브(Framed Tube)

- 1)벽면적의 30%이하의 개구부를 가지고 있을 경우 캔틸레버 거동을 하는 것으로 밝혀지고 있으나 일반적으로 개구부의 면적이 30-50%이다.
- 2)Shear Lag현상은 기둥에 비선형적으로 응력을 분포시켜 코너 기둥이 큰 응력을 부담
- 3)구조체의 변형은 휨 변형모드보다 전단 변형모드가 더 심각
- 4)하부에서 출입이나 공간활용에 문제가 발생하기 쉬우므로 몇 개의 기둥을 하나의 기둥으로 하중을 전달시키거나 전달보를 사용하여 아래 기둥을 없앨 수 있다.
- 5)철골구조의 경우 80층 정도, 철근콘크리트의 경우 60층 정도가 경제적
- 6)골조튜브 구조를 효율적이고 경제적인 구조방식으로 발전시키기 위해서는 다음 사항에 주의
 - a.구조 부재의 크기선택에 유의
 - b.코너 구조에 주의
 - c.마감이 없을 경우 온도에 의한 응력을 반드시 고려
 - d.바닥 슬래브는 다이아프램 역할을 할만큼 충분한 두께와 강성
 - e.개구부의 위치선택에 주의
 - f.부등변위는 시공중에 보완
- 7)World Trade Center가 골조튜브로 높이 417m, 폭이 63.4m인 정방형 철골튜브구조로 기둥은 35cm사각기둥, 기둥 간격이 1.0m, 외곽 기둥을 연결하는 보의 크기는 48cm*198cm로 되어 있다. 바닥슬래브는 강도가 210gk/cm²인 경량 콘크리트

5.가새튜브(Braced Tube)

- 1)골조튜브가 스팬드럴 보의 강성에 의해 Shear Lag현상과 같은 문제게 야기되므로 이를 방지하고 강성을 증진시키기 위하여 외부에 가새를 넣어 횡력을 부담하도록 하는 방식
- 2)이 가새 부재로 인하여 구조체가 휨거동
- 3)골조튜브방식에 비하여 기둥간격을 넓게 배치
- 4)연직하중하에 대해서 가새부재는 하중과 부등변위를 재분배하는 역할도 하여 벽체응력을 균등화한다.
- 5)가새가 기울어진 기둥역할을 하므로 일반적으로 인장력은 발생하지 않으며 사재의 방향은 45도 정도가 바람직
- 6)전체 골조가 사선방향(Diagonal)의 가새형식으로 되는 것이 횡력에는 효율적이지만 수직력으로 인하여 경제성이 감소되는 것이 특징
- 7)철골조의 경우 100층 정도는 경제적
- 8)John Hancock Center가 가새튜브구조

6.이중튜브

- 1)횡력에 대해 상층부에서는 외부튜브가 지지하고 건물의 저층부에서는 내부튜브가 지지하게 되어 보다 효율적으로 거동하도록 한 방식

- 2)골조-전단벽 구조방식과 비슷
 - 3)초기 설계단계에서는 외곽 골조는 횡력이 가해지는 방향의 골조만 유효한 것으로 하여 2차원으로 해석하여도 무방
 - 4)슬래브는 횡력을 전달하는 강체로 간주하고 양단이 힌지 접합된 것으로 한다.
 - 5)One Shell Plaza 217.6m, 58.6*39.6m외부튜브, 29.4*16.8m내부튜브, 모든 외부기둥은 폭이 45.7cm로 1.8m간격, 일본 동경의 60층 Sunshine 60 Office Building
- 7.묶음튜브(Bundled Tube, Modular Tube)
- 1)건물의 높이가 높아질수록 골조튜브 방식은 Shear Lag현상이 심각하게 되는데, 이를 최소화하기 위해 평면 중간 부분에 횡력과 평행한 방향으로 튜브 구조체를 넣어 횡력을 지지하도록 하는 방식을 사용한다. 이 경우 중간에 삽입된 웹골조(Web Frame)역할을 하게 하여 하나의 건물에 몇 개의 튜브가 있는 형태를 보이는 구조방식을 묶음튜브 혹은 다중튜브라고 한다.
 - 2)슬래브의 강한 면내 강성으로 인하여 내부 웹골조와 외부 웹골조의 변형이 동일하게 발생하게 되므로 각각의 횡변형 강성에 따라 전단력이 분배되므로 필요한 웹골조의 강성을 증가시켜 효율성을 증가
 - 3)내부 웹골조는 Shear Lag현상에 의한 기동 응력의 불균등을 감소시켜 골조 튜브 방식보다 튜브거동(Tube Action)에 유사한 거동을 한다.
 - 4)평면 비대칭에 의한 비틀림은 Closed-Section Form으로 인하여 크게 문제가 되지 않는다.
 - 5)묶음튜브 구조를 사용할 경우 각각의 튜브가 다른 높이에서 끝나게 되어 축하중의 차이에 따른 부등 수직변위가 문제

5.52.8.Megastructures

- 1.모듈화된 구조부재를 반복해서 겹쳐 나가는 형태의 복잡한 3차원 트러스 형태와 응력이 큰 곳에 구조체를 집중적으로 배치하여 경제성, 안정성을 확보하는 구조체를 통칭하여 Megastructure혹은 Space Structure라고 부른다.
- 2.구조물의 동역학적인 취약성을 보완하기 위한 조치
 - 1)효과적인 구조방식의 선택
 - 2)효율적인 건물 형태를 선택
 - 3)횡하중에 반응할 수 있도록 부가적인 장치나 하중을 설치
 - 4)자중을 키운다.
 - 5)구조재료 혹은 채움재를 이용하여 건물의 밀도를 증가
- 3.초고층 건물의 경우 아래부분이 크고 윗부분이 줄어드는 형태가 되는데 이는 바람의 저항을 최소화하고 진동에 대한 감쇄현상에 도움을 주기 위한 것이다.
- 4.연구중이거나 사용된 Megasturucture구조방식
 - 1)Double-layer space-frame Tube
 - 2)Internally and/or externally Braced Support Diagonal Structure
 - 3)Mega-frame
 - 4)Space-frame Braced Tube
 - 5)Hollow Tube
 - 6)Linked Tower Cluster
- 5.홍콩의 Bank of China, 구조설계자 Lesile E Rovertson이며 72층의 사무실용 건물, 368.5m, 13층의 트러스 모듈로 구성된 Space-frame Braced Tube형태로 되어 있다. 스페

이스 트러스가 횡력을 부담하고 거의 모든 건물의 중량을 코너에 있는 네 개의 Super Column에 전달하는 구조방식, 4개의 기둥중간에 기둥을 두어 축력을 부담하게 하고 이 기둥은 25층에서 끝난다.

5.52.9.합성 및 혼합구조

1.일반적인 합성구조형태

- 1)합성 골조튜브
- 2)합성 철골조
- 3)합성 내부코아 가새방식
- 4)합성 프레임

2.철골과 철근콘크리트 합성보는 1950년대부터 쉬어코백터를 사용하여 완전합성 거동을 할 수 있도록 하였다.

3.완전 합성거동을 얻기 위해서 두 재료간의 접착(Bonding)이 매우 중요한 요소로 두 재료간에 미끄러짐 현상이나, 분리현상이 발생하지 않도록 해야 한다.

4.합성부재

1)콘크리트를 채운 원형기둥

- a.콘크리트 코아는 강도증가에 기여할 뿐만 아니라 강관의 국부좌굴을 방지하여 전체적으로 강성이 증가하게 한다.
- b.3축상태의 응력을 유도하므로 콘크리트의 강성이 증가된다.
- c.시공적으로 거꾸집이 필요하다.
- d.강관과 휨부재의 접합부가 좋지 않다.

2)콘크리트로 피복한 기둥

- a.내부기둥이 커서 건축적으로 기둥의 크기를 줄여야 하는 고층건물에 적합하다.
- b.지진에 대한 연성도가 높다.
- c.내화 성능이 크다.

3)합성보

- a.콘크리트로 피복한 철골보
- b.바닥 슬래브와 연결된 철골보
- c.합성 T형보, 트러스

4)터럽-거더

5)합성 슬래브-합성메탈데크, 프리캐스트, 콘크리트 조이스트, 프리캐스트 바닥판, 콘크리트 바닥판

5.합성 구조방식

1)합성 골조튜브

- a.콘크리트로 피복한 골조
- b.철근콘크리트 기둥에 묻힌 합성기둥과 철골 스펀드럴보
- c.철근콘크리트 스펀드럴보를 가진 합성기둥
- d.철골 스펀드럴 보를 가진 콘크리트를 채운 철골 기둥

2)합성 철골조

- a.콘크리트로 피복한 철골
- b.철근콘크리트 기둥 속에 묻힌 합성기둥(철골보)
- c.콘크리트를 채운 원형 철골기둥과 철골보
- d.합성보를 가진 철골보와 철근콘크리트

3) 합성 내부 코아-가새 구조

- a. 콘크리트로 피복한 철골조와 합성된 전단 코아 벽체
- b. 코아지역에 콘크리트로 채운 파이프
- c. 합성 하이브리드 코아(철골트러스 웹재로 거동하는 콘크리트 전단벽 플랜지와 연결된다)

6. 시애틀에 있는 58층 높이의 Two Union Building은 코아의 코너에 4개의 지름이 3m의 기둥을 넣어 횡력과 연지력을 지지하도록 하였다. 이 정보 기둥은 가새된 모멘트 저항골재와 연결되어 있으며 강도는 $1,330\text{kg/cm}^2$ 이다.

5.53. 장스팬 구조 일반사항

- 1. 모든 재료는 장.단점을 가지고 있으므로, 구조적.재료적으로 가장 이상적인 것은 없다.
- 2. 장스팬 구조물에 대한 일반사항에서 우리의 주목을 끌고있는 사항
 - 1) 전산화된 계산방법
 - 2) 포맥스 대수학((Formex Algebra)
 - 3) 경량 구조물은 바람의 영향으로 위로 들리는 현상
 - 4) 구조물에 사용하는 직물(Structural Textile)의 급속한 개발
 - 5) 스페이스 프레임의 구조적인 기하학에 대한 연구-형태학은 3차원의 기하학적인 형태와 복잡한 형태들에 대한 조합, 연결구조의 기본적인 특성을 연구하는 분야
 - 6) 인장(Tensegrity) 구조물에 대한 발전

5.54. 돔 및 셸 구조 개요

- 1. 레이먼(Layman)은 돔 및 셸의 구조형식을 어떤 물체를 감싸는 얇은 연속적인 표면이라고 정의
- 2. HP셸의 구조형식
 - 1) 쌍곡선(Hyperbola), 포물선(Parabola)에서 HP셸의 명칭이 유래
 - 2) 변에 평행한 선은 직선이 되는 것이 특징
 - 3) 일반적인 셸면이 2방향의 곡률을 갖는 것에 대해 1방향
 - 4) HP셸은 수직하중에 대해 면내 전단력으로 저항하기 때문에 이 값은 면적에 비례하고 높이(뒤로 휘어진 높이)에 역비례
 - 5) 셸의 주변은 강한 부재로 보강하는데, 이것은 셸단부에 큰 휨모멘트가 생기지 않고 셸면의 전단력을 받아서 지지점에 전달시키기 때문
 - 6) 지지반력은 수직반력의 다른 부분에 수평하중이 작용하기 때문에 이 반력을 처리하는 것이 설계의 중요한 포인트
 - 7) 내력뿐만 아니라 변형에 대한 고려도 필요

5.55. 스페이스 프레임의 정의

“스페이스 프레임”은 선형부재들을 결합한 것으로, 힘의 흐름을 전달시킬 수 있도록 구성된 구조 시스템이다. 구성성분이 2차원적인 경우도 있으나, 거시적으로는 평판 또는 곡면의 형태를 이룬다.

5.56. 스페이스 프레임의 특성

- 1. 대공간구조시스템(셸, 케이블네트, 공기막구조물 등)과 더불어 중간 기둥이 없는 큰 공간을 덮을 수 있다.
- 2. 스페이스 프레임을 등가연속체로 표현하는 것은 합리적인 방법이며, 스페이스 프레임의 거시적인 거동을 면부재인 연속체 구조물의 거동으로 파악할 수 있다.
- 3. 스페이스 프레임에서 사용되는 각 부재는 선부재들이므로 효율적으로 이용할 수 있으며, 콘

크리트 쉘구조보다는 경량

4.공장에서 제작이 가능하기 때문에 경제적

5.뛰어난 정확성도 기대

6.스페이스 프레임 중에서 절점에 직선부재들이 연결된 형태는 스페이스 트러스이며 축력만을 전달

7.층의 수, 곡면의 형태, 매쉬의 빈도 등의 기하학적 배열요소들은 구조물의 강성을 결정

5.57.스페이스 프레임의 장점

1.스페이스 프레임이 갖는 가장 중요한 장점은 자중이 가볍다는 점

2.이 구조가 경량인 것에도 불구하고 충분한 강성을 가진다는 점

3.제작기술, 건설기술이 재래구법의 구조에 비해 공업화되어 있다

4.건축적인 관점에서 볼 때 스페이스 프레임의 명쾌하고 규칙적인 패턴은 근대적인 미적 감각과 일치하고, 매력적인 조형미를 갖고 있다.

5.천장을 설치하지 않아도 미관상 별문제가 되지 않으므로, 골조의 비용이 절약

5.58.스페이스 프레임의 문제점

1.생산성과 과잉강도

1)여러 종류의 단면을 갖는 부재로 구성되어지는 스페이스 프레임에서 적정단면을 가지고 있는 부재는 몇 개에 불과, 이러한 비 경제적인 부분은 대량생산에 의한 생산비 절감을 통해 충분히 보상

2.정밀 시공도

1)어떤 부재에 생기는 오차가 그 후에 조립하는 부재에 어떤 영향을 미치는가를 파악하는 것은 매우 어렵기 때문에 부재치수나 조인트의 접합각도에 대해서 특별히 높은 정밀도(통사 1/10mm 오차)를 확보

2)접합부의 느슨한 접합으로 인해 전체 변형에 미치는 영향은 어느 위치에서도 같으므로 모든 절점의 작업에 주의를 기울일 필요가 있다.

3.가설발판

1)가설발판은 그것이 지지하는 구조물의 정밀도를 결정하고, 작업의 난이도에 크게 영향

2)스페이스 프레임의 전체 또는 일부를 지상에서 조립하고 이것을 들어 올리는 방법(Lift-Up 공법)

5.59.스페이스 프레임의 구조시스템을 지배하는 가장 기본적인 조건

1.형태(Form)

2.배열(Arrangement)

3.접합(Connection)

5.60.스페이스 프레임의 형태

1.기하학적인 곡면: 가우스 곡률에 의하여 분류하는 방법

1)가우스 곡률이 (+)일 때: 돔, 구형셸, 타원포물형셸 등

2)가우스 곡률이 (0)일 때: 원통셸, 원추셸, 평판 등

3)가우스 곡률이 (-)일 때: 쌍곡선포물형셸, 커노이드(Conoid)등

4)가우스 곡률이 (+)와 (-)를 함께 가질 때: Ring등

2.수치적인 표면

3.실험에 의한 평형 곡면

5.61.스페이스 프레임의 내부구조

1.분할방법(Subdivision): 분할방법에서는 먼저 곡면 전체적인 형태가 결정이 된 다음, 가능한

같은 형태가 생기도록 합리적인 방법으로 작은 유니트로 분할을 한다.

1) 구는 면의 회전을 통하여 얻는 방법

a. 슈베들러 돔(Schwedler Dome)

b. 라멜라 돔(Lamella Dome)

2) 구를 가능한 동일한 형태인 삼각형 유니트로 분할하는 방법

a. 격자 돔(Grid Dome)

3) 위의 1)과 2)의 방법을 조합하여 얻게 되는 평행 라멜라 돔(Parallel Lamella Dome)

4) 다면체의 끝점들을 구의 표면으로 투영시킨 다음에 기본적인 그리드에서 삼각형의 망을 형성시키는 것

a. 풀러(Buckminster Fuller)의 지오데식 돔

2. 조합방법(Assembly Method): 조합방법에서는, 초기단계에서는 한 개의 유니트 혹은 몇 개의 유니트를 만든 다음, 몇 개의 전체적인 형태로 조합한다. 이러한 과정으로 독특한 형태의 스페이스 프레임을 만들 수 있다.

5.62. 스페이스 프레임의 내부구조에 부재들을 배열하는 것은 두 개의 기본적인 시스템

1. 두 개의 기본적인 시스템

1) 각 부재가 스트럿(Strut), 보(Beam), 또는 그들의 조합으로 이루어진 부재 시스템

2) 기본적인 단위내에 더 작은 요소나 패널이 존재하는 면의 부조합 시스템

2. 시스템 내에서 각 부재들은 일반적으로 곡면의 형태를 가진 스페이스 프레임에서는 세가지 방향으로 배열되기도 하지만, 평면 프레임에서는 두 방향으로 배열되기도 한다.

3. 일반적으로 부조합 시스템은 상부와 하부의 부재가 웨브의 부재로 연결된 복층 스페이스 프레임을 의미한다.

1) 오프셋 그리드(Offset Grid): 상층과 하층이 기하학적으로 방향성에 있어서 평행하고 동일하지만, 평면에서 각각이 뒤집힌 격자

2) 차등 그리드(Differential Grid): 기하학적으로 방향성에 있어서 상층과 하층이 다르지만, 규칙적인 형태 혹은 동일한 형태를 가지고 있는 격자

5.63. 스페이스 프레임의 구조특성

1. 지배적인 하중은 고정하중과 풍하중

2. 작은 부재의 배열과 전체크기에 대한 부재크기의 구성 빈도수가 스페이스 프레임의 하중전달 능력과 강성을 결정

5.64. 입체트러스의 구조형식

1. 입체트러스는 어떠한 부재를 사용할 것인가 또는 조인트의 시스템을 어떻게 할 것인가라는 문제가 중요하다. 동시에 대공간이 되면 시공법도 생각할 필요가 있다.

5.65. 입체트러스 접합시스템 종류

1. SDC 시스템

2. 유니스트러트(Unistrut) 시스템

3. 트리오데틱(Triodetic) 시스템

5.66. 입체트러스의 구조

1. 스페이스 데크 시스템(Space Deck System)

2. 노드스 시스템(Nodus System)

3. 메로 시스템(MERO System)

1) 응용부문(Application Areas)

a. 초기 응용은 지붕구조물

- b.두 번째 응용은 지붕구조물을 제외한 모든 부분
- c.세 번째 응용은 가설 성격을 가지고 있는 광고 구조물
- 2)메로 시스템을 사용하고자 하는 설계자의 주의 사항
 - a.기하학적인 형태의 가능성
 - b.평면 레이아웃
 - c.최적화기법
 - d.구조해석
 - e.CAD시스템과 실무적용
 - f.상부층의 피복
 - g.방화문제
 - h.시공과정
- 3)그리드의 구성
 - a.복층 그리드설계에서 사용되어진 가장기본적인 원리는 무엇보다도, 가능한 형태의 모듈은 건물의 평면에 대해서 대칭적인 방법을 사용하여야 한다.
 - b.3m가 사람이 작업할 수 있는 실제적인 부재의 길이
- 4)설치와 관련 기본적인 문제점을 해결하기 위해서는 다음과 같은 세가지의 기술
 - a.일반적인 조립기술
 - b.리프트 기술
 - c.위의 두가지 기술을 통한 각 부분의 조립기술
- 5.67.아치구조의 미술사적 발전
 - 1.로마네스크(Romanesque)
 - 2.고딕(Gothic)
 - 3.르네상스(Renaissance)
 - 4.바로크(Baroque)
- 5.68.현수선(Catenary Curve)아치
 - 1.등분포하중을 받는 현수선 아치에서는 아치의 형태와 압력선의 형태가 일치하게 되고 압력선은 아치 단면의 중심을 통과
 - 2.원호 아치의 경우에는 자중에 대한 압력선이 아치 내부에 들어가기에 하나 아치의 안정성을 잃기 쉬운 형태로 분포
- 5.69.아치 구조의 종류
 - 1.곡선 형태 및 성질에 따라
 - 1)원호 아치
 - 2)포물선 아치
 - 3)곡선재를 사용하지 않고 여러 직선재로 치환한 의사(擬似;Pseudo)아치
 - 2.지점의 경계조건에 따라
 - 1)양단고정아치
 - 2)2힌지(Two Hinge)아치
 - 3)3힌지(Three Hinge)아치
- 5.70.包絡面
 - 1.아치를 병렬해서 설치할 때, 포락면은 볼트(Vault)가 된다.
 - 2.방사 아치의 포락면은 돔(Dome)이 된다.
 - 3.배럴볼트(Barrel Vault)와 교차볼트(Intersecting Vault)

5.71.아치 구조의 설계 예

- 1.제퍼슨 기념관 아치는 높이가 192m이고 단면은 삼각형이다.
- 2.우리나라에서 가장 오래된 아치교는 볼국사의 청운교, 백운교

5.72.지붕에 사용된 케이블구조

지붕에 사용된 케이블구조는 AD70년 로마의 콜로세움의 180m 길이의 케이블이 차일 지지용으로 사용된 것을 시초로 보는 견해가 지배적

5.73.케이블 구조의 원리와 형태

- 1.케이블-트러스 복합구조의 경우 전체 구조물의 안정메카니즘을 어떻게 유지시킬 것인가가 중요한 문제
- 2.현수 케이블구조물의 가장 큰 문제의 하나는 연속적인 펄럭임(Flutter)
3. 원형 구조물에서 케이블로부터의 인발력은 링보에 의해서 저항된다. 링보는 시공시 케이블력에 의해서 도입되는 프리컴프레션(Pre-Compression)에 저항할 수 있도록 설계
- 4.케이블구조는 일반적으로 볼 수 있는 휨강성을 갖는 구조물과 같이 처음부터 변형(Deformation)이 일어나지 않게 하는 것이 아니고, 변형을 설계자의 의도대로 구속시킨다는 발상으로 정립한 현대 구조개념

5.74.케이블 구조의 종류

- 1.단순히 매달아 내리는 방식
- 2.지주로부터 경사방향으로 케이블을 매어다는 사장방식
- 3.1방향 현수선 방식
- 4.2방향 현수선 방식
- 5.방사형태로 매어 다는 방식: 바깥 주위의 압축링과 중심위치의 인장링 사이에 현수 케이블만을 설치하는 구조형식

5.75.막구조의 정의

막구조물은 자중을 포함하는 외력이 쉘구조물의 기본원리인 막응력과 면내 전단력만으로 저항되는 구조물로서, 휨 또는 비틀림에 대한 저항이 적거나 전혀 없는 구조물로서 정의

5.76.막구조의 분류

- 1.막구조
 - 1)텐트구조
 - a.골조막 구조
 - b.현수막 구조
 - 2)공기막 구조
 - a.공기지지 구조
 - b.공기팽창 구조

5.77.현수막 구조의 원리

- 1.현수막 구조는 막면 내에 직접 초기장력을 주어서 형태를 안정시키는 구조방식으로 구조의 안정성은 이 초기장력에 의하여 확보된다.
- 2.매단 방향의 케이블을 리지(Ridge)케이블, 누르는 방향의 케이블을 밸리(Valley)케이블
- 3.곡면은 장력비에 의하여 결정된다.

5.78.현수막 구조의 종류

- 1.케이블-네트방식: 직포나 필름만을 사용하여 구성하는 막방식과는 다르며, 막면 장력이 반드시 균일하지 않아도 무방하므로 곡면형태를 매우 자유롭게 설정

-
- 2.막방식: 막방식에서는 막면 장력을 가능한 균일하게 할 필요가 있고, 이 점이 케이블-네트 방식과 큰 차이점

5.79.현수막 구조의 설계

- 1.현수막 구조의 곡면형태: 곡률이 제로인 곡면에서는 그 방향에서 직각방향의 토기장력은 제로가 되므로 안정된 형태라고는 할 수 없다. 따라서 현수막 구조의 설계시에는 매단 방향과 누르는 방향이 존재하는 곡면 즉 안장형 곡면이나 북모양 곡면 등 가우스의 굽곡률(주곡률의 곱)이 음(마이너스)이 되는 곡면을 선택해야 한다.
- 2.초기장력: 초기장력이 크면 형태의 안정성은 좋아지지만 초기장력이 커지면 막면 및 경계 구조물의 부재단면은 커지고, 일시적으로 큰 하중에 대하여 큰 부재 단면을 준비하는 것은 비경제적
- 3.최소단면적곡면
 - 1)주어진 경계조건에 대하여 모든 방향의 막장력이 동일한 곡면은 주어진 경계조건 내에서 막이 형성할 수 있는 곡면 중 최소면적을 갖는 곡면이므로, 이것을 최소면적곡면이라고 부르며, 이것이 현수막 구조의 원리곡면이 된다.
 - 2)현수막 구조의 설계시에는 주어진 경계조건에 대하여 최소 면적곡면이 되도록 설계하는 것이 바람직

4.막의 진동

- 1)진동의 영향을 크게 받는다.
- 2)공진을 일으킬 가능성은 대단히 높다.
- 3)공진에 동반되는 응력은 정하중시 응력의 수배
- 4)국부진동(소위 플래터)도 발생하기 쉬우므로 설계시에는 이것을 충분히 고려
- 5.경계구조: 현수막 구조에서는 경계조건과 초기장력에 의해서 곡면이 결정되므로, 곡면을 결정할 때에는 일반적으로 경계조건을 설정부터 접근하는 것이 보통이다.

5.80.공기막 구조의 원리와 원형

- 1.공기막 구조에서는 외기압보다 조금 높은 기압($1/1,000 \sim 1/100$ 기압 정도)을 막내에 줌으로서 막은 자립하고, 각종의 외부하중에 잘 견딘다. 공기는 막내에 지소적으로 소량을 보내든지 또는 단속적으로 보내든지 한다.
- 2.대기압은 1013밀리바가 표준

5.81.공기막 구조의 종류

1.공기지지방식

- 1)비누거품의 경우와 같이 막은 1중
- 2)막내압은 내부공간에 분포하게 된다.
- 3)가장 일반적이며, 대규모의 구조물을 가능하게 한다.
- 4)내부공간에서 사람이 활동하게 되므로 고압이면 안된다.

2.공기팽창방식

- 1)2중막 방식에서는 2중으로 친 막 사이에 공기를 보내서, 공기베게처럼 만드는 것으로 막의 사이에는 1중막 구조보다 조금 높은 압력을 가할 수 있다.
- 2)강성 높은 패널과 같은 막을 얻을 수 있고, 전체로서 휨에도 저항할 수 있다.
- 3)1중막 구조처럼 입구에 어떤 제한이 가해지는 것과 달리 오픈 시스템으로 할 수 있다.
- 4)막을 지지하는 기둥 필요

5.82.형상탐색 해석

- 1.막구조는 휨강성이 없기 때문에 설계자가 임의로 기하학적인 형태와 부재력을 독립적으로

규정하기가 거의 불가능

2. 반드시 초기형상 탐색해석이 선행되어야 하는 특성을 가지고 있다.

3. 초기형태를 탐색하는 방법

1) 시브(Siev)법

2) 하우그(Haug)법

3) 최소자승(Least-Square)법

4) 하중밀도(Force Density)법

5) 가와구치(Kawaguchi)법

6) 이시이(Ishii)법

5.83. 막 구조의 설계 예

70 오사카박람회의 미국관(공기지지식 공기막구조) - 공기막구조의 효시적인 구조물로 평가

5.84. 조립식(Prefabrication) 구조의 일반사항

1.1차 제품을 가공, 조립, 제작한 건축물의 일부분, 특히 주요부재들을 현장에서 조립하므로써 건설되는 구조물을 의미한다.

2. 조립식 공법의 확대된 의미로서 공업화(Industrialized)

3. 공업화건축은 조립식 공법에서 한 단계 더 발전한 것으로서 조립식 공법이 단순한 Prefabrication의 의미를 갖고 있는데 반하여 양산화, 규격화 및 고품질관리의 의미를 내포하고 있다.

5.85. 조립식 구조의 역사

1. 조립식 구조의 역사는 고대 메소포타미아의 주거 건축에서 찾을 수 있다(진흙으로 벽돌제작).

2. 근대적 의미의 조립식 구조의 개념은 17세기 신대륙 미국으로 이민 가는 영국인들에 의하여 도입(Balloon System, 소위 2*4공법과 플랫폼 시스템(Platform System)).

3. 조립식 건축의 획기적인 전기로서는 1851년에 개최된 런던 제1회 세계박람회의 회장의 일부인 '수정궁(Crystal Palace)', 수정궁은 근대건축의 특징인 철, 유리, 콘크리트의 3대 주요 건설재료를 사용, 이로 인하여 19세기말 건설재료와 공법의 공업화라는 새로운 기술이 급속히 발달할 수 있는 계기가 되었다.

4. 1931년 덴마크의 Larsen & Nielsen사가 현대적인 대형판 프리캐스트(PC) 공법을 확립

5. 1953년에 국제모듈협회가 설립

5.86. 조립식 구조의 장점

1. 공기단축

2. 품질향상과 감독, 관리의 용이

3. 공사비 절감

4. 가설공사의 최소화

5. 해체, 증, 개축의 편리

5.87. 조립식 구조의 단점

1. 초기투자비 문제

2. 설계상의 제약

3. 접합부 문제

4. 운송과 적재문제

5. 양중문제

6.확일성 문제

7.시공기술의 문제

5.88.조립식 구조의 종류

1.사용재료에 의한 분류

2.구조형식에 의한 분류

3.접합부의 형식에 의한 분류

4.조립부재의 형상에 의한 분류

5.조립류에 의한 분류

01. Structure in Architecture (Mario Salvadori)

02. 해법구조역학 (장동찬) 2회

03. 철근콘크리트구조 (부척량)

04. 건축구조 뿌리에서 새순까지 1 (김창남)

05. 건축철골구조 (김상식)

06. 건축구조 뿌리에서 새순까지 2 (김창남)

07. 구조계획 (대한건축학회)

08. 철골구조 (대한건축학회)

09. Why Buildings Stand Up (Mario Salvadori)

10. Why Buildings Fall Down (Mario Salvador 외)

00. 철근콘크리트 구조설계 (김상식)

00. 건축구조역학 (김근덕 외5인)

00. 구조체의 탄성해석 (김상식)

XX. 철근콘크리트구조 (대한건축학회)

XX. 철골구조 (김근덕 외)

XX. 철골구조학 (김규석)

XX. 건축재료 (건축학회)

XX. 실력수학1의 정석 (홍성대)

XX. 실력수학2의 정석 (홍성대)

XX. ADVANCED ENGINEERING MATHEMATICS 1 (DENNIS G ZILL 외)

XX. ADVANCED ENGINEERING MATHEMATICS 2 (DENNIS G ZILL 외)

2000-07-24