

PROYECTO DE HORMIGÓN ARMADO

**Alumno: Ignacio Yáñez G.
Profesor: Juan Mendoza V.
Semestre: Primavera 2018**

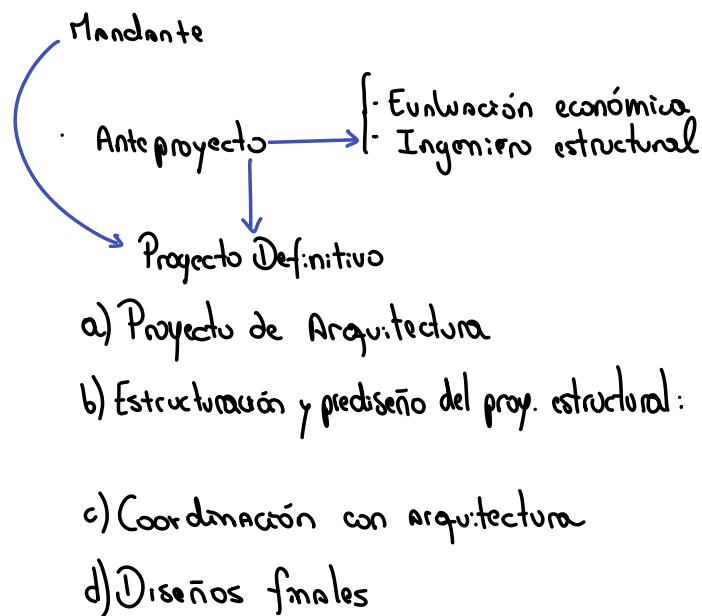
Informes:

- 1 Bases de Cálculo, Octubre 3
- 2 Estructuración, Octubre 10
- 3 Cubicaciones, Octubre 17
- 4 Modelo Etabs, Más informe Sismico, Octubre 31
- 5
- 6
- 7

Grupos → Tema → 3 semanas

Capítulo I : Introducción

1) Etapas en el desarrollo de un edificio



* 8000 m² - 23 pisos + 1 subt : 4-5 sem.

* Cost. center → 600.000 m² : 2 años

2) Etapas en el análisis y diseño Edificio

- a) Estructuración
- b) Estudios de Carga y Combinaciones de carga
- ⋮

3) Requerimientos Estructura

- a) Resistencia
- b) Rigididad
- c) Durabilidad
- d) Ductilidad → Muy importante; dada por la cont. de muros

4) Documentos para el proyecto

a) Planos estructura

- Revisión A → "Aprobación Cliente" y "Anexo para propuesta"
- Revisión φ → "Emitido para construcción".

b) Bases de Cálculo

c) Especificaciones Técnicas de Obra gruesa (ETO G)

d) Memoria de Cálculo

Capítulo II : Edificios Chilenos - Terremotos - Normativa

o) Chile país sísmico

i) Caract. edificios Chilenos

a) Diseños para cumplir: peso sísmico estructura

$Q_{min} \geq 6\% P \rightarrow$ imponemos un corte basal mínimo

$$Q \leq 10\% P$$

$\Delta_{max} \leq H/500 \rightarrow$ deformación máxima de entrepiso

b) En general "sanos" → buena estructuración

c) Temas en discusión antes del terremoto 1985

e) Edificio chileno

- Peso promedio $q = 1.0 \text{ ton/m}^2$ (Peso sísmico piso / área piso)

- Alt. densidad de muros $\bar{z} = \frac{\sum Q}{\sum A} \cong 7.0 \text{ kg/cm}^2$
 $\bar{z} \approx \text{Área piso}$

f) Índice densidad muros

Aire relativo muros / Aire en planta = 2% - 3% → en cada dirección, para un piso

g) Razones de $q = 1.0 \text{ Ton/m}^2$ y densidad de muros > 1%

Capítulo III : Bases Generales de Diseño (Bases de Cálculo)

Apuntes hormigón armado
L prof. Munge.

1) Identificación del Edificio

f) Antecedentes análisis sísmico

- Período aproximado.
- Espectro de diseño, dibujar. → Explicar
- Det. Corte basal, suponiendo $q = 1 \text{ Ton/m}^2$ y $C = 10\%$
- Zona Sísmica } Q_B

- Sacar áreas p/piso [m^2] descontando hoyos
(Ascensor, Stair gigantes)
→ Considerar escala

- Datos $C=0,1 (10\%)$ coef sísmico
 $\bar{z} = 7.0 \text{ kg/cm}^2$
 $q = 1.0 \text{ Ton/m}^2$ peso sísmico/piso
- $Q_B = C \cdot I \cdot P_s$, $I = 1.0$
- $P_s 5^\circ$? $P_s 5^\circ = \Omega_{5^\circ} \cdot 1.0 \text{ Ton/m}^2$
- $P_s = \sum P_s \text{ u/piso}$

2) Estructuración

8) Diseño de fundaciones

3) Materiales \rightarrow buscar.

9) Comentarios y conclusiones

- Hormigón, acero, madera, albañilería, metacolón

- Tensiones admisibles
- Propiedades

4) Normas → (5-7 normas), decretos supremos.

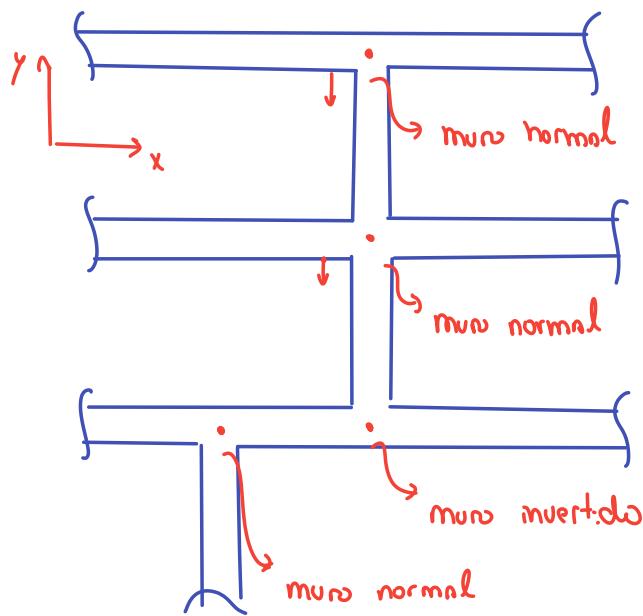
5) Solicitudes

- Valores de sobrecarga
- Cargas de viento
- Valores pesos propios
- Sismo
- Presiones hidrostáticas

6) Combinaciones de Carga

Auxiliar 1

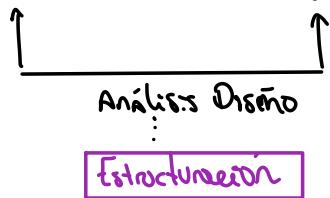
* Aportes ing. civil. ~ E tabs



Semana 4

Clase 3
03/10/2018/

- Planos de arquitectura → Planos de estructura

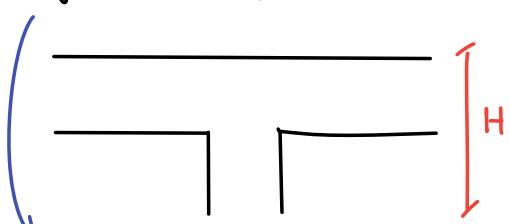


- Núcleos centrales
- Rigididad torsional → Fachadas.
- 2 líneas resistentes principales → X e Y → ortogonales
- Bajo peso → $\uparrow P \Rightarrow \uparrow Q_0 \Rightarrow \uparrow e \Rightarrow \uparrow f \Rightarrow \uparrow f_e \Rightarrow \uparrow \$$
- Usar simetrías

- Azul → muros
- Amarillo → Vigas
- rojo → albañilería
- Salmón → bordes de lora

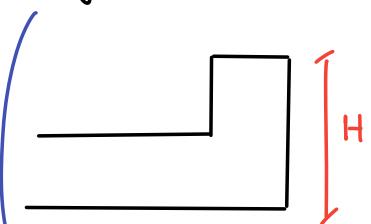
* Tipos de vigas

• Viga normal , VN , V



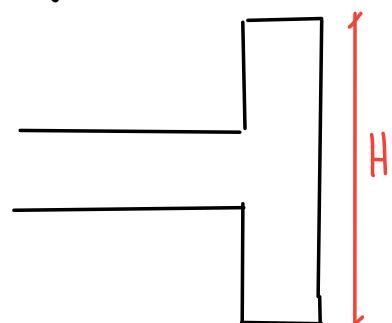
Debe haber en suelo manos

• Viga invertida , VI

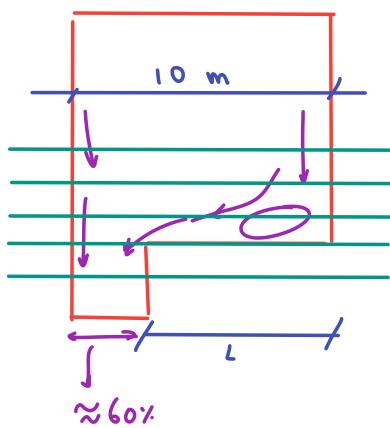


Común en pisos superiores

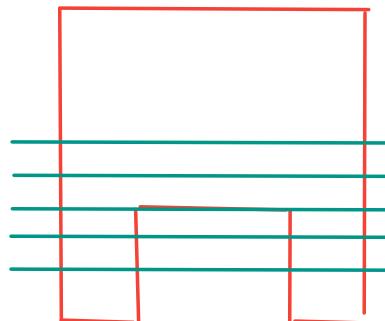
• Viga semi invertida , VSI



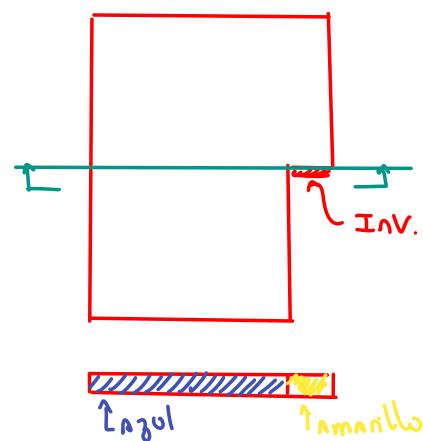
Muros Bandera



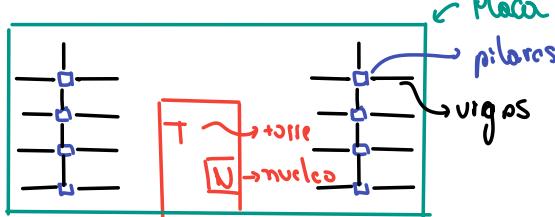
Muros en patas



Muro invertido



Subterráneo



Altura máxima disponible vigas

→ 30 cm dintel

→ 50 cm estacionamiento

Próxima semana → planos pintados S, 1, 2, y 3 ..

→ Muros

→ Vigas

→ Líneas → numerarlas

→ Shaft grandes

Calculo sísmico a laosa más

grande → ver 2 o 3 losas del piso completo

5^{to} fractado → uso de agujas.

$$\lambda = 40$$

5^{to} piso
3^{er} piso
1^{er} subt.

501
301
0101
001

2^{do} subterráneo

↳ me quedo con el espesor mayor
aproximado al centro siguiente.

* Calculo de vigas

• altura → $Luz / 10 \Rightarrow h_{\text{mínima}}$

• para restricciones de alturas → jugar con el ancho.

* Columnas → Quedan diseñadas por compresión

* Muros

$$Z_m = Q_m / A_m < Z_{\text{adm}}$$

le apliquemos al primer piso

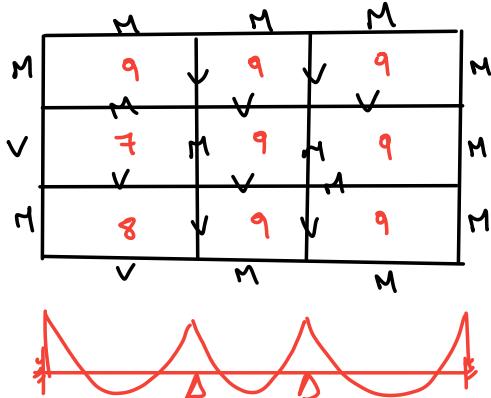
↳ corte promedio $\sim 7 \text{ kgf/cm}^2$

$$\begin{aligned} \text{Definir} \Rightarrow C &= 10\% \\ Z &= 7.0 \text{ kgf/cm}^2 \\ q &= 1.0 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$QB \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} x \\ L \end{array} \right\} \Rightarrow e_{\text{muro}} x_{\text{min}}$$

$$e_{\text{muro}} y_{\text{min}}$$

Clase auxiliar



De tener un elemento combinado:

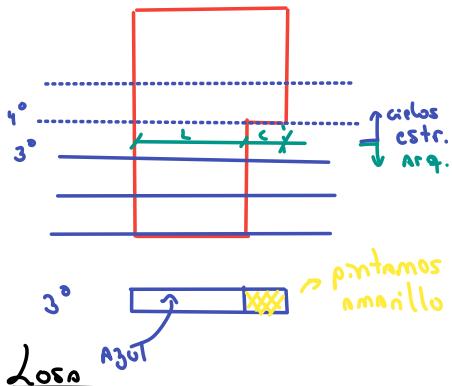


Semana 5

Clase 5
10/10/2018 /

- Miércoles 17 Octubre informe Freidiseño y Estruct.
- Miércoles 24 Octubre informe Vibración

Muros bandera



Losa

- 3 tipos desfavorables

↳ condiciones de apoyo
↳ espesores losas
↳ elegir e_{max}

↳ se approxima: $e_{max} = 17,4 \rightarrow 18$

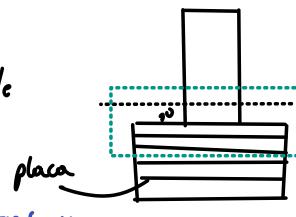
Viga

- las vidas del piso tipo están def. por arquitectura (fichado).

Muros

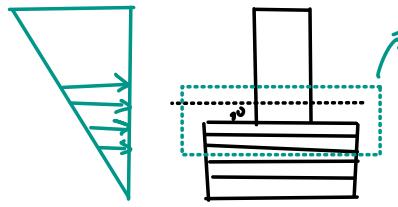
$e_{min} \left\{ \begin{array}{l} x \\ y \end{array} \right. \Rightarrow \text{sismo} \Rightarrow \text{piso más desfavorable}$

* los muros largos aportan, los cortos no \rightarrow revisar x e y



↳ el primer piso es el más desfavorable
↳ en este se aplica el diseño de muros.
en nuestro caso el piso 2 es el más desf. \rightarrow no es caja perimetral

Determinación espesor mínimo



form cant → pisos -1, 1, 2, 3

• espesor m.n muros tipicamente → 20 cm

Ω_B ✓ concreto

$$\bar{\gamma} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow \text{dato}$$

$$c = 0,1$$

$$\left. \begin{array}{l} x \rightarrow \bar{\gamma} = \frac{\Omega_B}{e_{\min} \cdot L_{muro}} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2 \\ \rightarrow e_{\min} / \end{array} \right\}$$

M+H e=30

VI e - H - A

V e - A - A

• Determinación de espesor cada 3 pisos → cada 5 cm hasta un minimo de 20 cm.

- Sacar pesos p/piso [m³] descuidados Hoyos

(Ascensor, Staf + gigantes)

→ Considerar escala

- Datos $c=0,1$ (10%) coef sismico

$$\bar{\gamma} = 2.0 \text{ kgf/cm}^2$$

$$q = 1.0 \text{ Ton/m}^2 \text{ peso sismico/piso}$$

$$-\Omega_B = C \cdot I \cdot P_s, I = 1.0$$

$$-P_s 5^\circ? P_s 5^\circ = 2.5 \cdot 1.0 \text{ Ton/m}^2$$

$$-P_s = \sum q_s \text{ c/piso}$$

Semana 6

Cubicaciones

$$\gamma_H = 2.5 \text{ tonf/m}^3 \text{ Horm. arm (P.H.)}$$

$$\gamma_{estuco} = 2.0 \text{ tonf/m}^3$$

$$\gamma_{sobrellosas} = 1.5 - 1.8 \text{ tonf/m}^3 \text{ (Perlitins)}$$

$$\gamma_{tabl} = 0.5 - 1.0 \text{ tonf/m}^3$$

$$\gamma_{tierra} = 1.8 \text{ tonf/m}^3 \text{ (Humedad)}$$

$$e = 15 \rightarrow 0.375 \text{ tonf/m}^2$$

$$\text{sobrelosa} \rightarrow 0.100 \checkmark$$

$$\text{enlucido} \rightarrow 0.040 \checkmark$$

$$\text{tablones} \rightarrow 0.100 \checkmark$$

$$sc \rightarrow 0.200 \checkmark$$

$$\begin{aligned} q_{losa} &= 0.815 \text{ tonf/m}^2 \\ &= 815 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned}$$

Cargas ligeras

$$\begin{aligned} &\text{sobrelosa } 5 \text{ cm} \rightarrow 100 \text{ kgf/m}^2 \\ &e \rightarrow \gamma_H \cdot e \\ &\text{enlucido } \left\{ \begin{array}{l} 4050 \\ 2-4 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ kgf/m}^2 \end{array} \right. \\ &+ \text{tablones} \rightarrow 100 \text{ kgf/m}^2 \\ &+ \text{sobre carga} \rightarrow 200 \text{ kgf/m}^2 \end{aligned} \Rightarrow \bar{q} = 700-900 \text{ kgf/m}^2$$

Diseñar losas y armaduras

$$100 \% \text{ sc} \rightarrow q_{estatica}$$

$$q_{losa} \approx 1.0 - 1.1 \text{ tonf/m}^2$$

$$2.5 \times 0.18 = 0.45 \text{ tonf/m}^2$$

$$\text{Sobrel.} = 0.5 \checkmark$$

$$\text{others} = 0.100 \checkmark$$

$$q = 1.05 \text{ tonf/m}^2$$

para edificios

$$q_{sismico} \rightarrow 25 \% \text{ sc}$$

e ✓

t ✓

s ✓

e ✓

$$sc \times 0.25$$

→ $q_{sismico}$

↓ modelo sismico

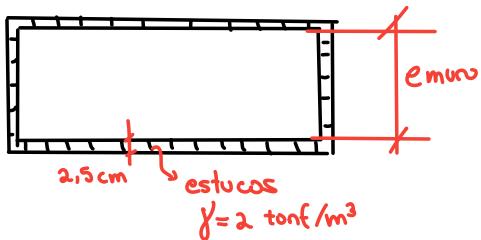
* mall → 50% sc

* Plantn.ind. → 50% sc

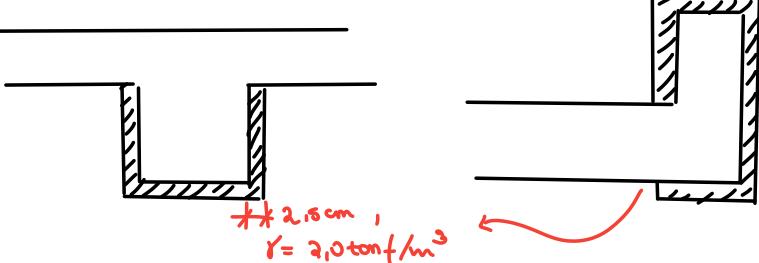
Elementos a considerar

- Loss $\rightarrow \Omega$, I_{losses}, q_{losses}

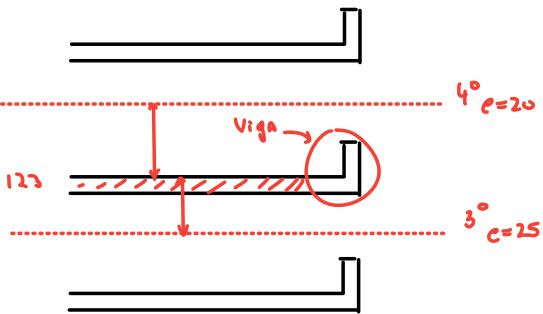
Muros



Vegas



C/ diafragma tiene 1/2 piso de muros superiores
y 1/2 piso de muros inferiores
→ 1 solo nivel de vigas



* muons & virgas \rightarrow P_M, P_V

- C. Grandes de losa
 - Inercias losa $I_x, I_y \rightarrow$ C/r al centro de gravedad } se calculan

* Mass traslacional Mt

$$M_t = \frac{P_s}{g} \quad M.T \text{ del nivel}$$

* *Mus rotundus*

$$M_r = \frac{M_t}{\Omega} (F_x + I_y)$$

Tabla resumen vibraciones

Normativa → 433

- Inicialmente, 1996 → S.N. confinemento.
- 2008 → Incorpora confinemento.

↑ País moderno → Arquitectura más compleja

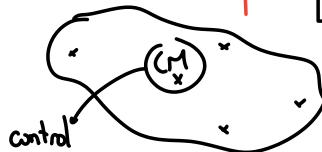
- Control de deformaciones

$$\frac{\Delta}{H} \leq 0,002$$

$\epsilon_{muros} \downarrow \rightarrow$

- ↑ Compresiones
- ↑ Demanda desplazamientos

Era necesario
confinar



- Δ : def. entrepisos
- H: altura entrepisos.
- Amortiguamiento 5%.
- CQC
- factores carga resistencia.
- Modo espectral.
- R*: factor de reducción para espectro elástico

- 2010 → Terremoto ⇒ vuelve a modificarse norma.

→ modif. suelo

→ Desplazamientos techos $\delta_u = 1.3 \cdot s_u$

$$\epsilon \geq \frac{H}{16}, H: \text{altura libre}$$

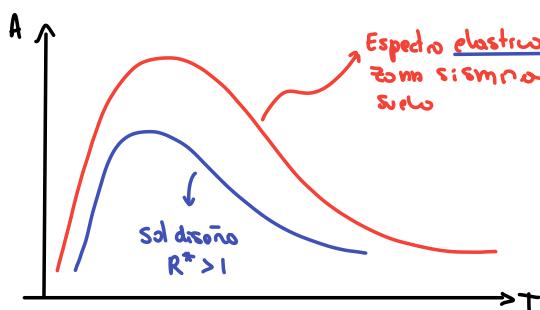
$$\rightarrow \epsilon_{min} = 30 \text{ cm}$$

→ Deformación del hormigón $\epsilon_c \leq 0,008$ → límite de deformación del hormigón

$$\rightarrow N_u \leq 0,35 f'_c \cdot A_g$$

↓
Hormigones altos en calidad en
primeros pisos.

- Previo 2010 → "H30"
- Post 2010 → "H40"



Usado para diseño de plantas nucleares.

$R^* = 1 \} \text{ Diseño clásico}$ ~ es muy caro
 "Queremos un edificio que además de resistir un terremoto no tenga ninguna grieta"

la solución es aplicar ductilidad Es muy caro ⇒ Grandes espesores de muro (40-50 cm de espesor)
 ~ distinto para x e y

Reducir las fuerzas ⇒ $R^* > 1$

↳ permito: fisuras, agrietamientos, deformaciones → Ductilidad.

* Modos de vibrar o analizar en un edificio

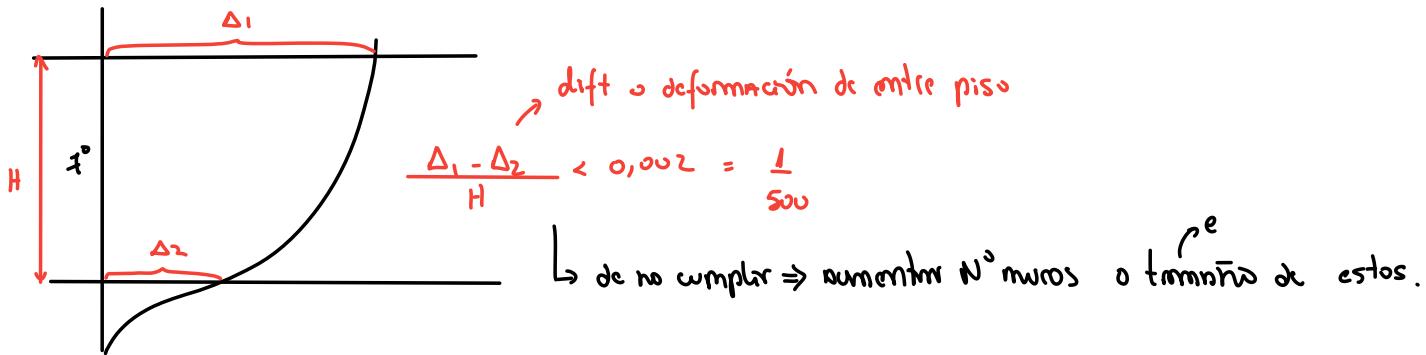
↳ Aproximadamente: $3 \cdot N \text{ pisos} = N \text{ modos}$

La información debe procesarse 2 veces:

- 1º $\rightarrow R^* = 1$ en x e y
2º \rightarrow Definitivo, R_x, R_y

Utilizando períodos con menor participación en cada eje.

Control de deformaciones:



Indicadores de acoplamiento

modo	T	"No esperolos"
1	-	"modo 1 NO son torsional"
2	-	"modo 2 NO incluyen los muros"
3	-	
4	:	

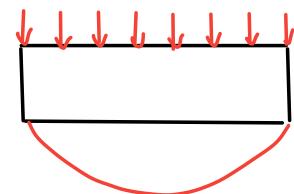
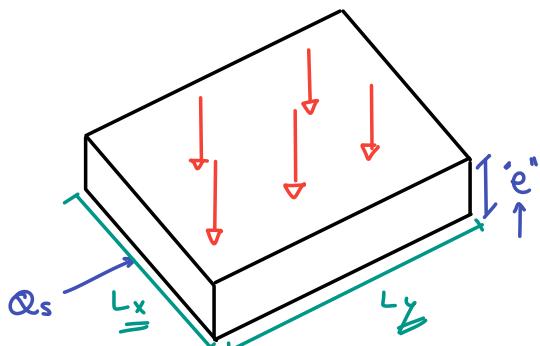
$$\left. \begin{array}{l} T_1/T_2 \\ T_2/T_3 \\ T_1/T_3 \end{array} \right\} \geq 1.2$$

Soluciones de capítulos sin uñas ~ para presentaciones

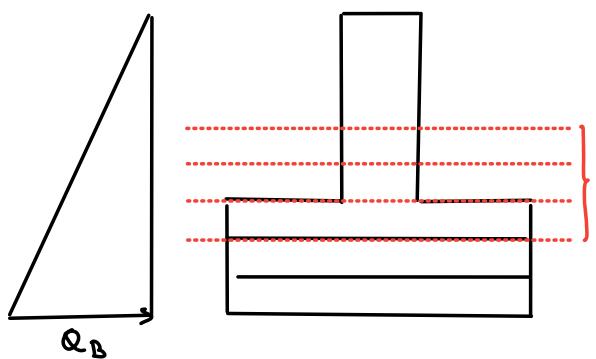
↳ Duración de 15 minutos

↳ Adjuntar punto de control de presentación

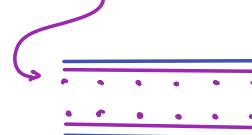
↳ 3 sommings más: ver que se llavan el nombre.

Análisis y diseño de losas tradicionales

- Flexión
 - Diagrama de transferencia para esf. de corte
- } 2 propiedades de la losa muy importantes



zona critica
"nivel trancamiento" \Rightarrow Trabajan las losas como diafragmas
 \Rightarrow DM : Doble malla



..... \rightarrow Empotrado

_____ \rightarrow Apoyando

..... \rightarrow Borde libre

Formas o tipos de losas

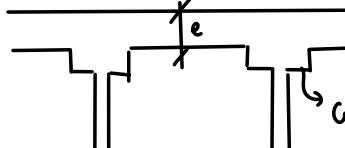
Traditional \rightarrow H + Fe

Prestressed \rightarrow H + Cabl.

Deck \rightarrow _____ I I I I
placa acero + H + E.M.

- M + V + L \leftarrow Traditional

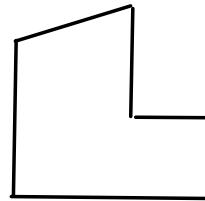
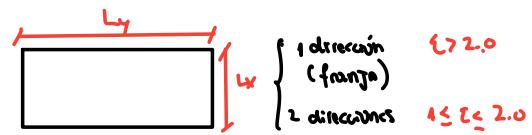
- M + capiteles + Ov



e

Capiteles

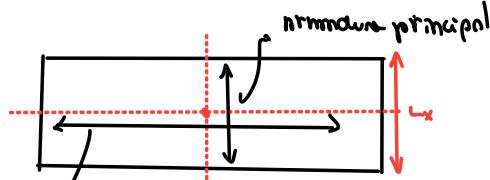
- Regulares
(Apoyando 4 lados)
- Irregulares



$$\epsilon = L_y / L_x > 1.0$$

1 dir. $\epsilon \geq 2.0 \Rightarrow$ "El lado largo es 2 veces menor que el lado corto"

\Downarrow

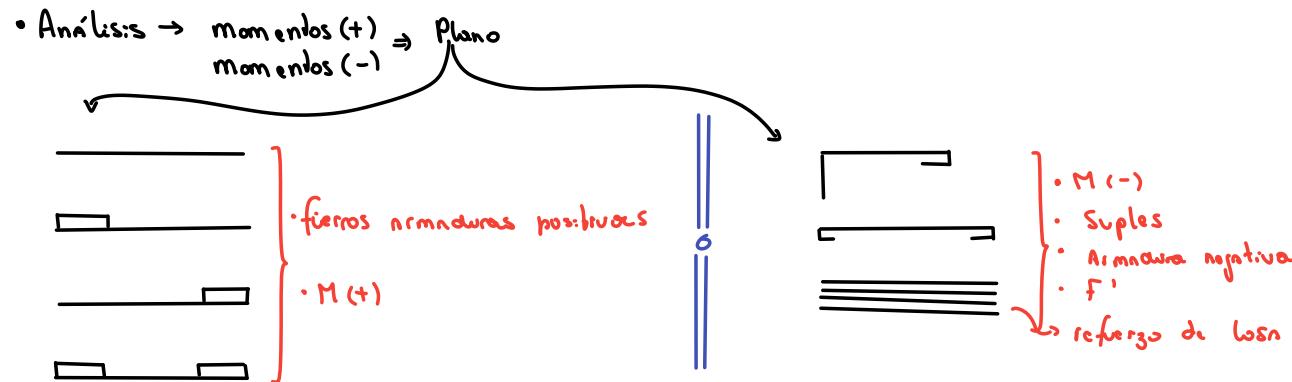


arm. secundaria (min)

Δy : def. lado largo $\Rightarrow \Delta x = \Delta y$

Δx : def lado corto

\Rightarrow "Corresponde al lado corto"



Espesor

$$\left. \begin{array}{l} e = 1.42 \\ L_x = 550 \\ \text{Factor de esbeltez } k? \end{array} \right\} \text{también denominado } \phi$$

Con k determinado: $k = 0.76$

$$e = \frac{0.76 \cdot 550}{35} + 2.0$$

recubrimiento \hookrightarrow para protección de barros contra ataques químicos por ejemplo.

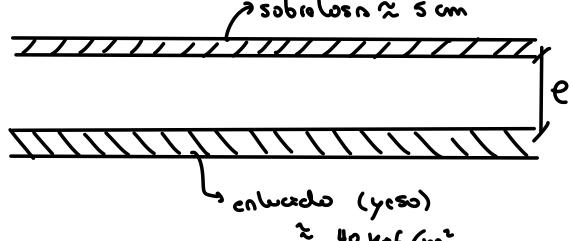
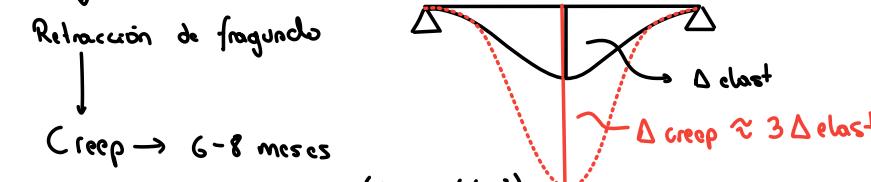
* Esp�amiento máximo de fierros:

Si: $e = 14 \text{ cm} \rightarrow s = 1.6 \cdot e = 22 \text{ cm armadura}$
 $\hookrightarrow \frac{20}{20} \longrightarrow \phi 8$

+ las losas nunca tienen armadura de compresión

$$\hookrightarrow A' = 0 \Rightarrow \frac{f_s}{m} \Rightarrow A_s$$

* Control de deformaciones asociando al espesor



tubiques 100 kgf/m²
 Peso propio 25 tonf/m³ · e
 Sobre carga {
 200 dptos
 400 esc
 500 ostac
 500 arenas publicas

- CMA = Carga muerta adicional
- CV = Carga viva

↑ diseño losa $\approx 0,6 - 0,9 \text{ Tonf/m}^2$
 100% sc
 [0,8]

FATOS →
 ladrillo (10cm) $\rightarrow 0,200$
 tubiques $\rightarrow 0,100$
 Ciclo falso $\rightarrow 0,030 \rightarrow$ para cañerías
 No considera el peso propio

Losas : $e = \frac{k \cdot l_x}{35(40)} + z$ \uparrow recubrimiento

No tienen arm. compresión

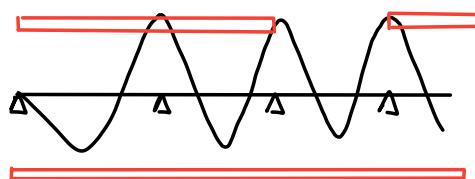
Esfuerzos

- Czernixy

- HTO losa o tipo

- Parámetros $\left\{ \begin{array}{l} \epsilon = l_y/l_x \\ k \rightarrow \text{Amplifica } m \\ \Delta x \rightarrow \text{amplifica } m^+ \\ \Delta y \end{array} \right.$

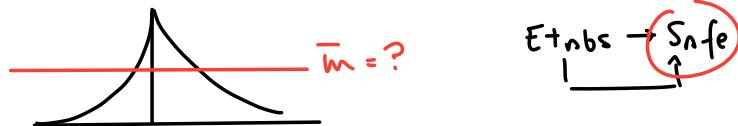
- $m_x \rightarrow m^+ \rightarrow \text{dirección } x$
- $m_y \rightarrow m^+ \rightarrow \text{dirección } y$
- $m_{ex} \rightarrow m^- \rightarrow \text{dirección } x$
- $m_{ey} \rightarrow m^- \rightarrow \text{dirección } y$



$$\left. \begin{aligned} & - h_x = \frac{k}{m_x} = \frac{q \cdot l_x \cdot l_y}{m_x} \quad \leftarrow \text{momento positivo} \\ & k = q \cdot l_x \cdot l_y \end{aligned} \right\}$$

$$m^+ = \frac{k}{m_x} \left(1 + \frac{\gamma}{2g} \cdot \Delta \right) \rightarrow \begin{aligned} P &: \text{sobrecarga} \\ g &: \text{cargo total} \\ \Delta &: \text{factor de alteración} \end{aligned}$$

$m \rightarrow$ flexión simple $\Rightarrow A_g = \text{cm}^2/\text{m}$

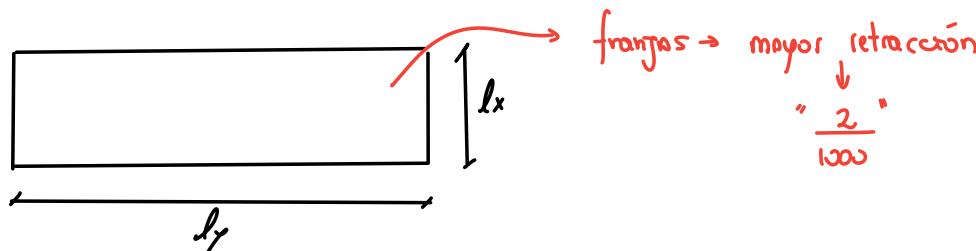


$$e = 16 \quad A_{min} = \frac{1.8}{1000} \times 100 \times 16 = 2,88 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Arm. min para } e=16$$

$$\frac{1}{2,88} \times 100 \times 0,5 = 17,3 \rightarrow 17 \quad \begin{array}{l} \uparrow \text{área diámetro } \phi 8 \\ \uparrow \text{área diámetro } \phi 8 \end{array}$$

$$\phi 10 ?? \rightarrow \phi 10 w27 \Rightarrow \frac{1}{2,88} \times 100 \times 0,8 \quad \begin{array}{l} \uparrow \text{área diámetro } \phi 10 \end{array}$$

$$S_{max} = 1.6 \cdot e \rightarrow \text{Esfuerzoamiento máximo}$$



DEF

- Estudio creep \rightarrow en el tiempo
- Receta clásica

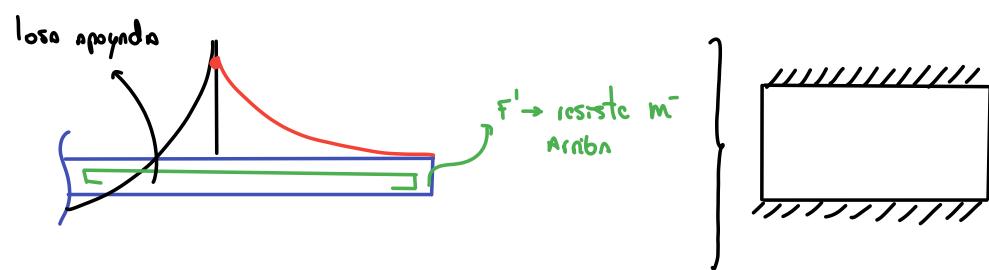
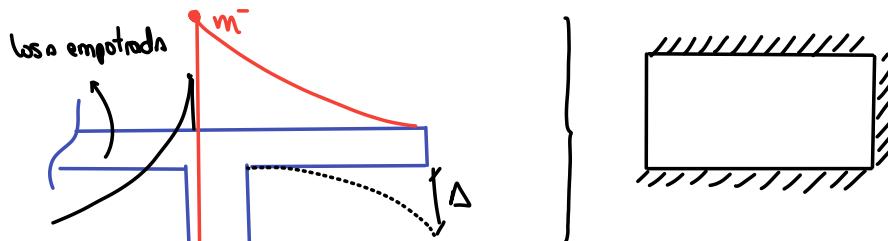
$$\Delta_{\text{Torn Losn}} \approx 3 \Delta_{\text{elast}} \quad t_0 \rightarrow 6 \text{ meses}$$

H

t_e

• Vibraciones \rightarrow No deberíamos tener problemas dc. dif. por vibraciones en Chile \rightarrow nobocados cerca

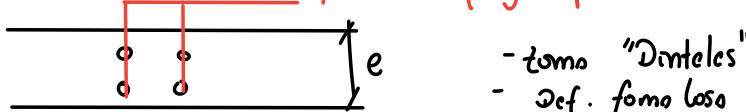
• Voladizos:



ε? Ap.

Refuerzo losa

$$F = F' = 2 \phi 12 \rightarrow \text{refuerzo típico}$$



- tomo "Dintelos"
- Def. forma losa

① Diseño de elementos sísmicos:

- ACI

MurosNormativa sísmica del lugar

Muros \rightarrow Geometría $e, L \rightarrow$ cargas H, m, Q
 - propiedades f'_c, f'_y

- pisos inferiores
- malla horizontal $\rightarrow Q$
 - malla vertical \rightarrow mínima o "malla grande" \rightarrow Pero malla vertical es importante cuando $N \uparrow$
 - Punto muro (Arm. borde) $\rightarrow N, m$ flexo compresión.

Contenidos generales:

1: Esbozo: $e_{\min} > \frac{H_u}{16} \rightarrow$ altura libre

espesores mínimos reg.

$$e = 15 < 240 \text{ cm}$$

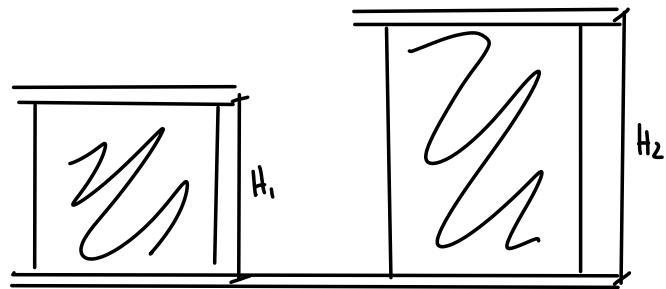
$$e = 20 < 320 \text{ cm}$$

$$e = 25 < 400 \text{ cm}$$

$$e = 30 < 480 \text{ cm}$$

$$e = 35 < 560 \text{ cm}$$

$$e = 40 < 640 \text{ cm}$$



2: Carga última de compresión: (Decretos supremos 60-61)

 $\sigma_u \leq 0.35 f'_c \rightarrow$ requieren hormigones de mayor grado a nivel basal

$$\frac{N_u}{e \cdot L} \leq 0.35 f'_c \rightarrow \text{carga última}$$

3: Resistencia muro al corte:

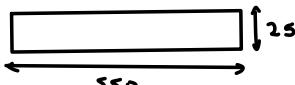
 $V_n \Rightarrow \begin{cases} \text{n parte Hormigón} \\ \checkmark \text{n acero} \end{cases} \rightarrow$ determinaremos el aporte de hormigón y esto define cuanto acero requerimos

¿Cuanto nrm. de corte n disponer? (malla horizontal)

$$V_n \leq \frac{2}{3} A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot A_{cv}$$

Ejemplo:


 $Q_u = 350^T$ esf corte último (PP, SC, Q_x)

$$f'_c = 250 \text{ kg/cm}^2 (\text{H30})$$

$$f'_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$V_c = 93^T$$

$$Z = 42,4 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{Tensión corte } \text{NO!}$$

$$V_n = 563^T$$

$$\text{Cap máxima } V_n = \frac{2}{3} \cdot A_{cv} \cdot \sqrt{f'_c} = 370^T \leq 563!!$$

 \Rightarrow Aumentar e ; si $e = 35 \text{ cm}$ con $f'_c = 350 \text{ kg/cm}^2 (\text{H40})$

$$Z = 30,3 \text{ kg/cm}^2 \leq Z_{nrm} = 40,2 \text{ kg/cm}^2 // ok$$

$$V_c = 133^T$$

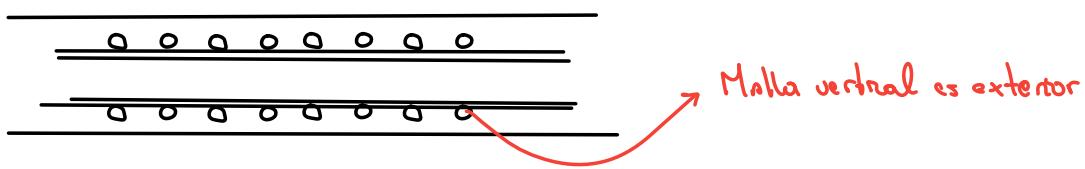
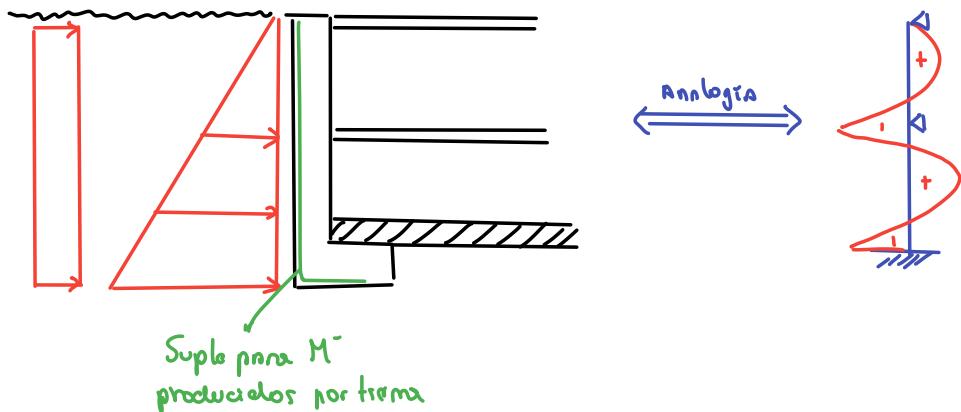
$$V_s = 430^T$$

$$\sqrt{A_{cv}} = 6,3 > V_c \text{ y } V_s$$

$$\Rightarrow A_{cv} = 18,6 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow \text{norma total}$$

$$A_{cv} = 9,3 \text{ cm}^2 / \text{m} \rightarrow D_n \neq 12 @ 12 //$$

Muros perimetrales



4: Cuantitas armaduras de corte mínimas

$$A_{min} = \frac{2.5}{1000} \times 100 \times e$$

- $e=20 \text{ cm} \rightarrow A_{min} = 5 \text{ cm}^2/\text{m}$

$$\frac{A_{min}}{\Sigma} = 2.5 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 8 @ 20$$

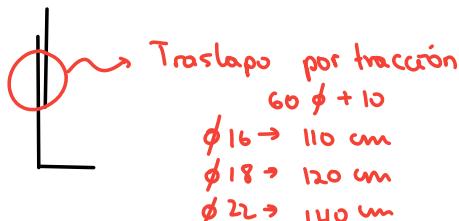
- $c=25 \text{ cm} \rightarrow \phi 8 @ 16$

- $e = 30 \text{ cm} \rightarrow \phi 10 @ 20$

5: Disposición de armaduras en los ejes longitudinal y transversal

6: Armadura continua a lo largo de los planos

7: Traslapos disminuidos por tracción de las armaduras



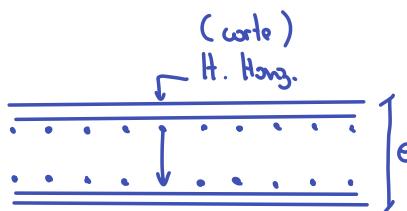
Diseño de muros sísmicos

1. Esbeltez $e \geq \frac{H_{\text{libre}}}{16}$ $\begin{cases} e = 15 & h < 240 \text{ cm} \\ e = 20 & h_{\text{max}} < 220 \text{ cm} \end{cases}$

2. Carga última $\sigma_{\mu} = \frac{N_{\mu}}{\sqrt{2}} \leq 0.35 f'_c$

3. Corte último $V_{\mu \text{ max}} = \frac{2}{3} \sqrt{f'_t} \cdot A_n$

4. Resistencia Hormigón
Resistencia Acero



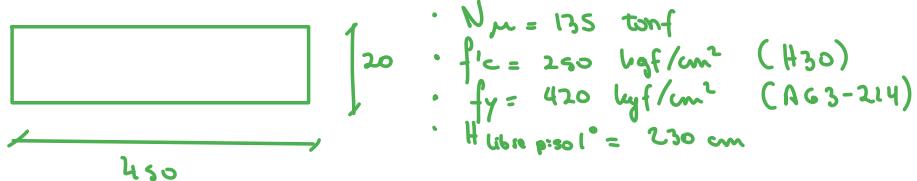
5. Dos mallas por cara

6. Traslapos tracción

7. Separación $\begin{cases} \text{máxima malla} \leq 25 \text{ cm} \\ \text{mínima} \quad 10 \text{ cm} \end{cases}$

8. m HA:
- $e = 20 \rightarrow m_{\text{max}} \phi 22$
 - $e = 25 \rightarrow \phi 28$
 - $e = 15 \rightarrow \phi 16$

Malla de corte, como determinarla?

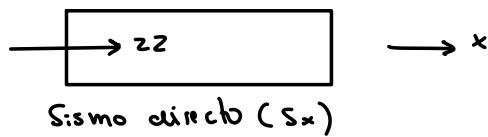


$\Omega_{pp} = 40 \text{ tonf}$; $\Omega_{sc} = 25 \text{ tonf}$; $\Omega_x = 95 \text{ tonf}$

Extracciones de ETABS

- "Son mayores"
- "No son últimos"

¿Armado corte? ¿Compresión? ¿Cumple esbeltez? ¿Cumple esf. max corte?



Arm. Corte

• $Q_{\text{diseño}} = 40 + 25 + 95 = 160 \text{ tonf} \rightarrow Q_{\text{diseño}}, \text{ por el método aprox.}$

• $Z = \frac{160 \times 1000}{20 \times 450} = 17.8 \text{ kgf/cm}^2 \rightarrow \text{Tensión Corte muro.}$

↓
elevarlo!!! ; $\bar{Z} = 7-8 \text{ kgf/cm}^2$

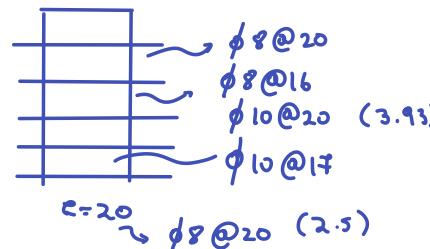
Tension corte
por ml.
 $A_c = \frac{Z \times 100 \times e}{2 \cdot \sigma_c}$ esp
2 mallas
Al dividir por 2 det. el acero por cara

$$= \frac{17.8 \text{ kgf/cm}^2 \times 100 \times 20}{2 \times 2800 \text{ kgf/cm}^2} = 6.35 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$\Rightarrow \frac{1}{6.35} \cdot 100 \cdot 0.8 = 12.6 \rightarrow \text{malla horizontal de corte } \phi 10 @ 12$
↓ Separación

Recomendada transición de armadura de corte:

$\phi 8 @ 11 \rightarrow 4.57 \text{ cm}^2/\text{m}$
 $\phi 10 @ 7 \rightarrow 4.62 \text{ "}$
 $\phi 12 @ 20 \rightarrow 5.65 \text{ "}$



Compresión

• $\sigma_{\text{MAX}} = 0.35 f'_c = 0.35 \cdot 250 = 87.5 \text{ kgf/cm}^2$

• $N_u = 135 \text{ tonf}$

$\sigma = \frac{135 \cdot 1000}{20 \cdot 450} = 15 \text{ kgf/cm}^2 << \sigma_{\text{MAX}} \rightarrow \text{Ok } // \text{ Cumple compresión.}$

Esbetas

• $m H_a \rightarrow e=20$

• $H_a, \text{eff} = 2.9$

$\frac{H}{e} = \frac{290}{20} = 14.5 < 16 // \text{ Ok muro amplio estribos}$

Cumple } V_{max} ?

• $V_u = 1.2 Q_{pp} + 1.0 Q_{sc} + 1.4 Q_{cisimo} = 214 \text{ Tonf} \rightarrow \text{Corte último}$
 $\downarrow \quad \downarrow \quad \downarrow$
 $40 \quad 25 \quad 55$

• $V_c = 61 \text{ Tonf} \rightarrow \text{Resist. Hormigón}$

• $V_s = 296 \text{ Tonf} \rightarrow \checkmark \text{ Acero}$

• $V_n = 357 \text{ Tonf} \rightarrow 2\text{est:t muro}$

$V_{max} = 242 \text{ Tonf} < V_s \Rightarrow \text{No! muro no pone resist max. admisible}$

↑ espesar $\rightarrow e=25$ No!

(con $e=25$) $\Rightarrow S: V_u \leq V_{max} //$
 $H=40$

Armadura mínima en muros

$A_{min} = \frac{2.5}{1000} \times 100 \cdot e$

$e=20 = \frac{2.5}{1000} \cdot 100 \cdot 20 = 5.0 \text{ cm}^2/\text{m}$ total

$\cdot 2 \text{ caras} - \frac{5.0}{2} = 2.5 \rightarrow \phi 8 @ 20$

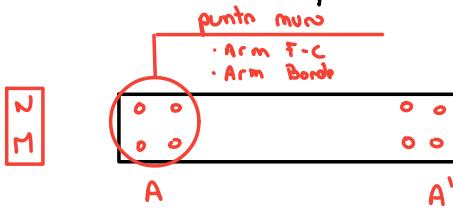
$\cdot e=25 \rightarrow \phi 8 @ 16$

$\cdot e=30 \rightarrow \phi 10 @ 20$

En pisos superiores puedo usar 2/1000 siempre y cuando

$Q_{ultimo} \leq Q_{piso} = 0.083 \cdot A_{cr} \cdot \sqrt{f'_c}$

Armadura por flexo-compresión.



En resumen tenemos:

- Comportamiento muro { Esboccos
- Arm. Corte.
- Arm F-C.

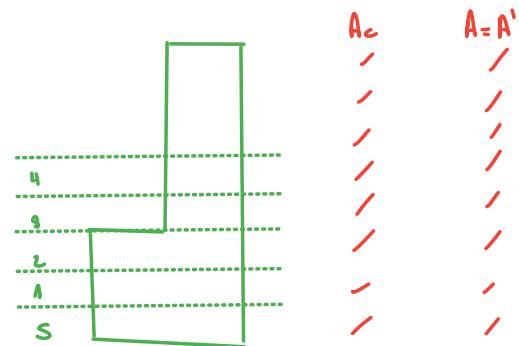
Vigas

- Estática → largo → subterráneo ⇒ Esf. estáticos
- Sísmica → corto → Fachada ⇒ Esf. sísmicos controlan

Muros a diseñar para informe

- Eje ⑥
- Eje ⑪
- Eje ⑨ (3-6)
- Eje ascensor-corto-derecha → eje ⑩
- Eje ⑬

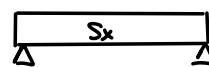
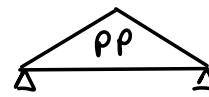
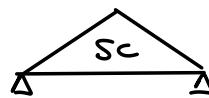
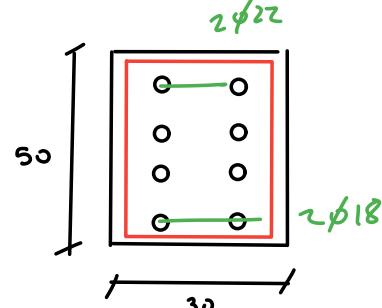
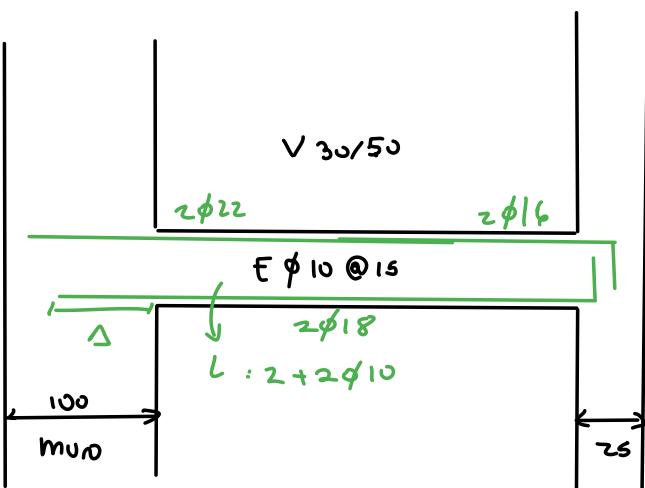
- Subt.
 - 1° /
 - 3° /
 - 8° /
 - 15° /
 - 23° / (Techo)



- Viga sísmica → ⑩ (11-12) la que de más grande → a nivel del 1^{er} piso
⑪ (11-10)
- Viga estática →

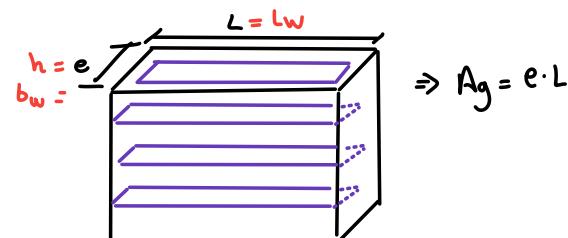
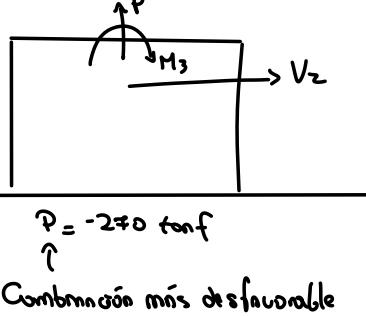
* Hablar de temas

Clase auxiliar



- $1,2 PP + 1,6 SC$
- $0,9 PP \pm S$
- $1,2 PP + SC + \pm 1,4 S$

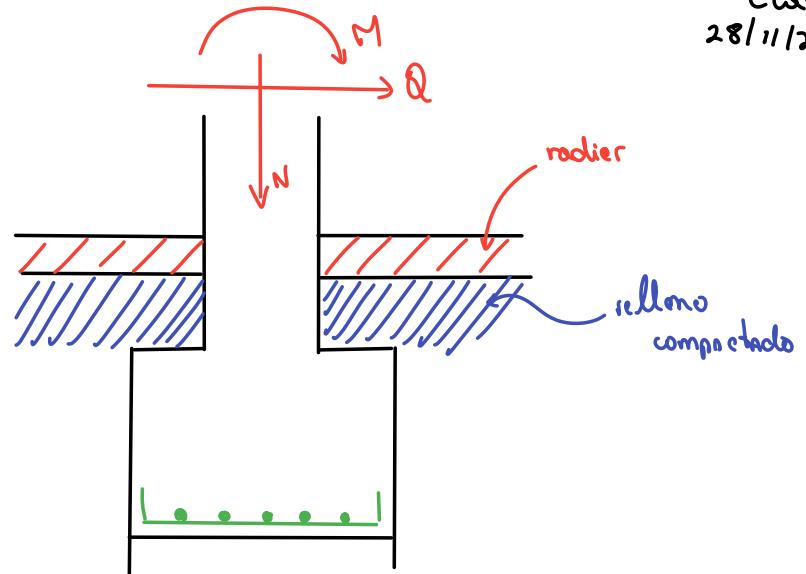
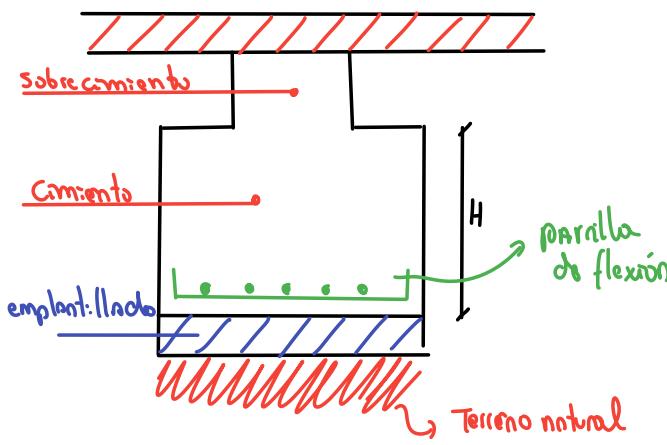
Diseño de muros



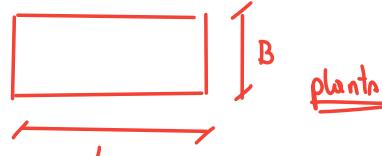
Semana 12

Clase 12
28/11/2018/

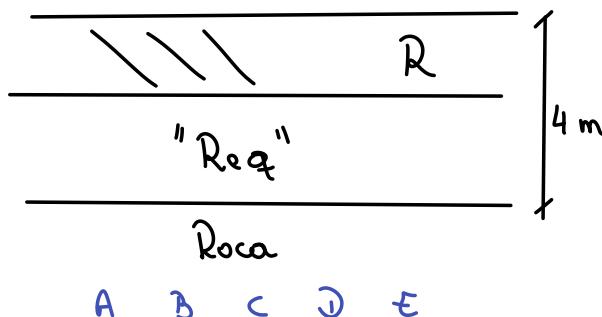
Capítulo fundaciones



- Suelo \downarrow
Capacidad \Rightarrow Esfuerzos $Q, N, M \Rightarrow CC\ B, L, H??$



- Método de tensiones admisibles.
↳ Esfuerzos para diseñar la sección son puros. \Rightarrow Sin combinar
- Informe de mecánica de suelos.
↳ mecanismo de suelos.



- Bajo capacidad de soporte: 1 kgf/cm^2
 - Bueno capacidad de soporte: 5 kgf/cm^2
- Permite el uso de zapatas más pequeñas

Tipos de zapata:

- Zapata corrida
- Zapata aislada
- Losa de fundación → Capacidad del suelo bajo.
Napa agua muy superficial.
- Pilotes

→ Poco uso en Chile

- * Idea, buscar más eficiente " B, L, H " → Si H es $\uparrow\uparrow$ → poca parrilla (fierros de flexión)
Si H es $\downarrow\downarrow$ → Demanda parrilla
- * Cargas {
 - Punzonamiento → Δ
 - Flexión → M

Semana 13

Clase 13
05/12/2018/

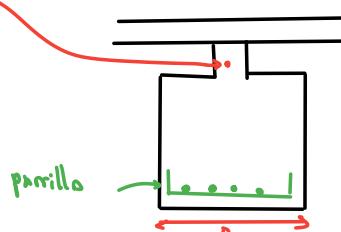
* Examen proyecto hormigón: Sábado 29 Dic 14:00 - 17:00 / G104

$H = \text{dado}$ {

- económico. $\uparrow H \Rightarrow \downarrow \text{Fe}$
- $\downarrow H \Rightarrow \uparrow \text{Fe}$
- esfuerzos → punzonamiento
- ciimiento, dñdo fundación, "Hondo"

}

Sobrecimiento



- Radier {

- Vehículos $\approx e = 15$
- $15 + \text{malla central ACMA}$
- $H_{30} + \text{malla}$
- Casa $\approx 7-10 \text{ cm}$
- H_{20}

}

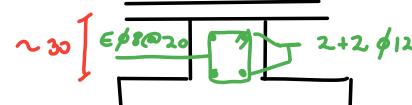
$B, L ?? \rightarrow$ Proceso iterativo. \Rightarrow

↓ Cumplir {

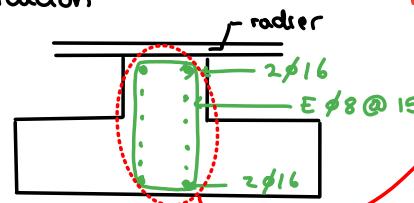
- estabilidad
- Prestaciones suelo

}

- Caso al. B. → Armar el sobrecimiento



- Edificación



s: hay asentamientos como en terrenos agrícolas, armar el sobrecimiento es importantísimo.

Viga de fundación
En cimiento y sobrecimiento.

a) Esf. Puros, Sin combinar

→ tensiones adm

N_{ppsc}, M_{ppsc}

N_x, M_x

N_y, M_y

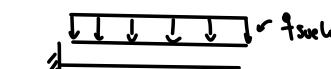
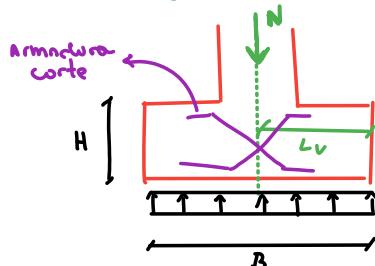
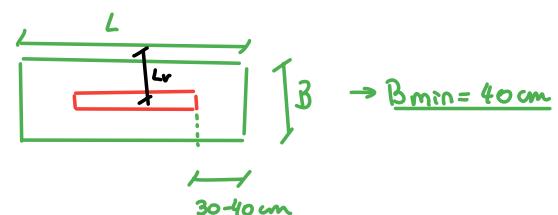
①irse B₁ y L₁

⇒ Cumplir σ_{adm} estatuto

⇒ Cumplir σ_{adm} dinámico

→ Iteración.

Una vez determinado B, ¿Cuánto parrilla pongo?



$$M = \frac{q_{suelo} \times L_v^2}{2}$$

$$\text{Sección } W = \frac{1}{6} \cdot 100 \cdot H^2$$

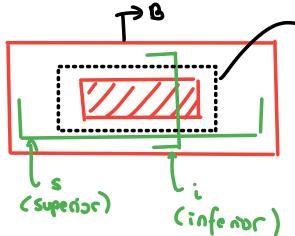
L alt dado
metro lineal

Hormigón Acorta Tracciones $\Rightarrow \sigma_t \approx 7.0 \text{ kg/cm}^2$

$\Rightarrow \sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_t = 7.0 \Rightarrow$ No armo perillas

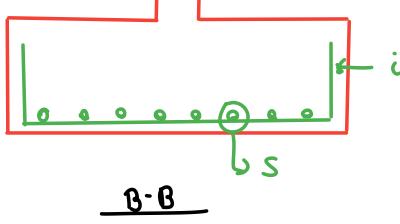
$\Rightarrow \sigma = \frac{M}{W} > 7.0 \Rightarrow$ Poner perillas Criterio económico para H

Armaduras mínimas



perímetro \Rightarrow no es bueno tener un B y L muy grandes

\Rightarrow Normalmente no se norman las fundaciones a corte por punzonamiento \Rightarrow Se aumenta H



$e/L / \text{esfuerzos}/B, L \Rightarrow$ verificar / Verificar σ_{est} σ_{des}

\Rightarrow modelo sombreado planos \rightarrow sfe

* Próx. semana:

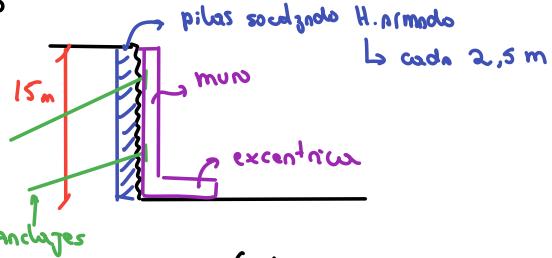
\Rightarrow def muro perpendicular - I

\Rightarrow diseñando todo hasta el eje 12

\Rightarrow fundación (Ojo con la presión de suelo de %/grado)

\Rightarrow muros en L \rightarrow tratar como zapatas nisladas

\Rightarrow Muros perimetrales siempre se hace la zapata excentrica hacia adentro



\Rightarrow Ojo con andenes y vigas de fundación

\Rightarrow La zapata del ascensor queda más abajo

