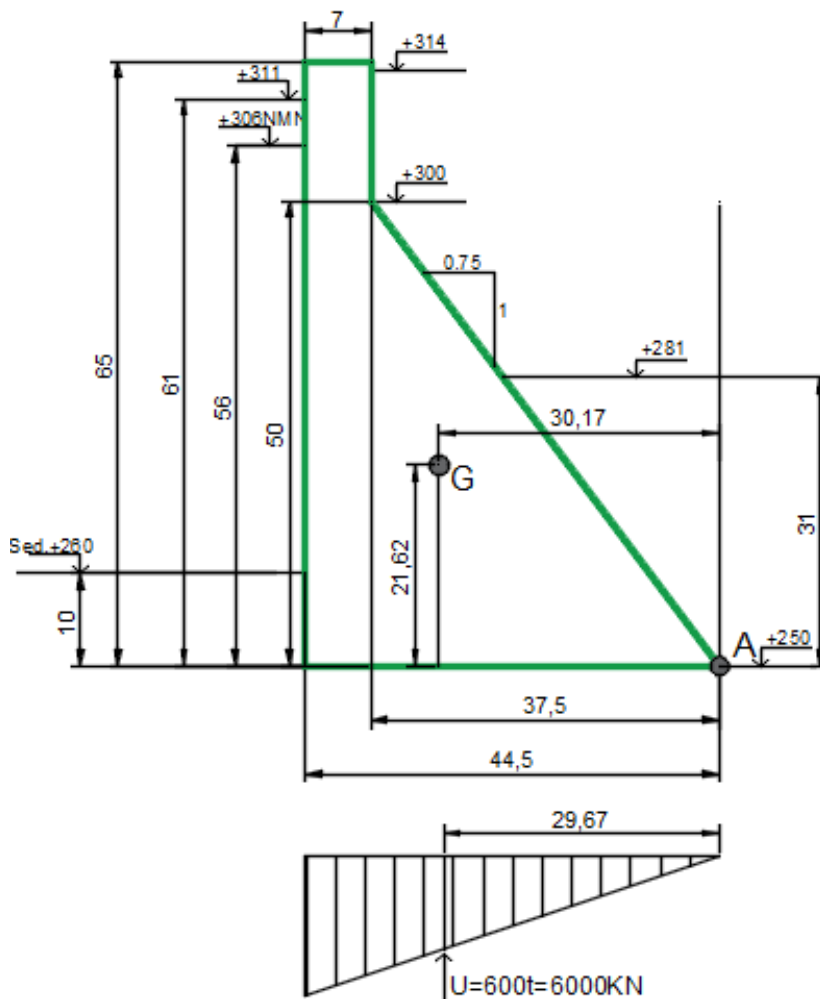


TRABAJO PRÁCTICO N° 8
TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS
AÑO: 2025
EJERCICIO N° 1:

Determinar la estabilidad al vuelco, al deslizamiento y la distribución de tensiones normales en la interfaz presa-cimentación, para la sección bidimensional del presa de la figura, que tiene las siguientes características:

Presa de hormigón de sección triangular			
La pendiente del talud de aguas abajo es 0,75 horizontal por 1 vertical, la del paramento de aguas arriba es 0	h	0.75	
	v	1.00	
El hormigón se supone con un peso específico relativo de 24		24.00	KN/m3
Terreno cimentación: La cohesión es nula. Ángulo de fricción 35°	C	0.00	
	ϕ	35.00	°
Se supone que existe un plano de drenes que permite considerar una distribución de subpresión triangular			
Sedimentos: Cota +260, ángulo de fricción 35°, peso específico sumergido de 1,58	Cota	260.00	m
	ϕ	35.00	°
	δ	15.80	KN/m3
Olas: $H_s=0,34F(1/2)+0,76-0,26F(1/4)$, $F=10\text{Km}$ ($F=\text{Fetch}$ o distancia libre con la que el viento puede actuar sobre el embalse)	F	10.00	km
Sismo: En la masa de la presa se adopta por diseño un coeficiente de aceleración sísmica $\alpha_h=0,10$ y $\alpha_v=0,05$	α_h	0.10	
	α_v	0.05	
Para las fuerzas hidrodinámicas por la reacción del agua $C_e=0,73$, siendo $Z_1=Z_{\text{max}}$.	C_e	0.73	
No considerar las fuerzas producidas por hielo	Z_1	Z_{max}	
NDI +311m / NMN +306m / NMCAA +281m	NDI	311.00	m
	NMN	306.00	m
	NMCAA	281.00	m
	Coronamiento	314.00	m
	Nivel Base	250.00	m
Ancho Coronamiento 7m	Ancho Coronam.	7.00	m
Cota quiebre entre sección rectangular y triangular (aguas abajo)		300.00	m
Considerar las combinaciones de carga CFN / CFI y CFE			



δ agua

10.00 KN/m³

Altura desde nivel base hasta coronamiento=

64.00 m

Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas arriba=

61.00 m

Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas arriba (para NMN)=

56.00 m

Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas abajo=

31.00 m

Ancho base rectángulo=

7.00 m

Ancho base triángulo=

37.50 m

Ancho base rectángulo + triángulo=

44.50 m

Área transversal de la presa:

A1=Área rectángulo=

448 m²

A1=Área triángulo=

937.5 m²

At=Área rectángulo + área triángulo=

1385.5 m²

H sedimentos=

10.00 m

DETERMINACIÓN DE CARGAS

1) CARGAS PRIMARIAS

1-1) EMPUJE DE AGUA - EMPUJE HIDROSTÁTICO

Altura aguas arriba=	61.00 m
Altura aguas abajo=	31.00 m
Área triángulo aguas abajo=	360.375 m ²

1-1-1) Empuje horizontal

Pwh (Aguas arriba)=	15680 KN/m	Punto de Aplicación (A)	18.67 m para CFN/CFE
Pwh (Aguas arriba)=	18605 KN/m	Punto de Aplicación (A)	20.33 m para CFI
Pwh' (Aguas abajo)=	4805 KN/m	Punto de Aplicación (A)	10.33 m para CFN/CFE

1-1-2) Empuje vertical

Pwv (Aguas arriba) parámetro vertical =	0 KN/m	Punto de Aplicación (A)	0.00 m
Pwv' (Aguas abajo)=	3603.75 KN/m	Punto de Aplicación (A)	7.75 m

1-2) PESO PROPIO

Pm=	33252 KN/m	Punto de Aplicación (A)	30.17 m para CFN/CFI/CFE
-----	------------	-------------------------	--------------------------

Determinación del centro de gravedad

A1 rectángulo=	448.00 m ²
A2 triángulo=	937.50 m ²
A1 + A2 =	1385.50 m ²
x1=	3.50 m
x2=	19.50 m
y1=	32.00 m
y2=	16.67 m
X=	14.33 m
Y=	21.62 m

Baricentro respecto del punto A

X (A)=	30.17 m
Y (A)=	21.62 m

1-3) CARGA DE INFILTRACIÓN O SUBPRESIÓN

Pu=	6000 KN/m	Punto de Aplicación (A)	29.67 m
-----	-----------	-------------------------	---------

2) CARGAS SECUNDARIAS

2-1) CARGA DE SEDIMENTACIÓN

Ka=coeficiente de presión lateral activo=	0.2710		
Ps=	214.08 KN/m	Punto de Aplicación (A)	3.33 m para CFN/CFI/CFE

2-2) CARGA DE OLAS

2.7. CARCEN DE CUBA			
Hs=altura significativa de la ola incidente=	1.37 m		
Pola=	37.69 KN/m	Punto de Aplicación (A)	56.00 m para CFN/CFI/CFE
se considera punto de aplicación del esfuerzo en la la cota del líquido del embalse (56m)			

2-3) CARGA POR HIELO

No considerar las fuerzas producidas por hielo

3) CARGAS EXCEPCIONALES

3-1) CARGA SÍSMICA

Pemh=	3325.20 KN/m	Punto de Aplicación (A)	21.62 m para CFE
Pemv=	1662.60 KN/m	Punto de Aplicación (A)	30.17 m para CFE

3-2) CARGA HIDRODINÁMICA

Ce=factor de presión adimensional=	0.73		
Pewh=	1576.93 KN/m	Punto de Aplicación (A)	22.4 m
Pewv=	0 KN/m		

ANÁLISIS DE CARGAS Y DISTANCIAS RESPECTO AL CENTRO DE PRESIÓN

CARGAS VERTICALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)	
Pm (peso propio)	33252.00	30.17	1,003,332.00	CFN/CFI/CFE
Pwv' (empuje vertical)	3603.75	7.75	27,929.06	
Pu (infiltración o subpresión)	6000.00	-29.67	- 178,000.00	CFE
Pemv (carga sísmica vertical)	1662.60	-30.17	- 50,166.60	
Pewv (carga hidrodinámica vertical)	0.00	0	-	

CARGAS HORIZONTALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)	
Pwh (empuje hidrostático aguas arriba)	15680.00	-18.67	- 292,693.33	CFN/CFI/CFE
Pwh' (empuje hidrostático aguas abajo)	4805.00	10.33	49,651.67	
Ps (carga de sedimentación)	214.08	-3.33	- 713.61	CFE
Polas (carga por olas)	37.69	-56.00	- 2,110.80	
Pemh (carga sísmica horizontal)	3325.20	-21.62	- 71,906.40	CFE
Pewh (carga hidrodinámica horizontal)	1576.93	-22.4	- 35,323.34	
		ΣMh	- 353,095.81	

No se considera ya que son cargas inusuales

ESTABILIDAD AL VUELCO

Sumatoria ΣM estabilizante 1,080,912.73 KN/m*m
 Sumatoria ΣM desestabilizante 471,406.94 KN/m*m
 Sumatoria ΣM desestabilizante (para CFN) 473,517.74 KN/m*m

$\Sigma mest/\Sigma mdesest = 2.29 > 1.5$ verifica al volcamiento

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

1) Fss=factor de deslizamiento

Sumatoria ΣH (para CFN) 11,126.77 KN/m
 Sumatoria ΣH (para CFE) 12,703.71 KN/m
 Sumatoria ΣV 30,855.75 KN/m

$Fss = \Sigma H / \Sigma V \leq 0.75$ para CFN

$Fss = \Sigma H / \Sigma V \leq 0.90$ para CFE

Fss=

0.36 ≤ 0.75 verifica deslizamiento para CFN

0.41 ≤ 0.90 verifica deslizamiento para CFE

2) Fsf=factor de fricción al corte

C=La cohesión es nula

Fsf=

0.00

1.94 ≥ 3 a 4 NO verifica fricción

T=

44.50 m

T/2=

22.25 m

Sumatoria ΣM =

609,505.79 KN/m*m

Sumatoria ΣV =

30,855.75 KN/m

$e = \Sigma M / \Sigma V$ (respecto de (A))

19.75 m

e respecto al centro geométrico de la base (T/2)=

2.50 m

3) Fle=factor de equilibrio límite

Para el caso de un plano de deslizamiento horizontal $\alpha=0$, $Fle=Fsf$

Fle=

1.94 ≥ 3 a 4 NO verifica equilibrio límite

ANÁLISIS DE ESFUERZOS

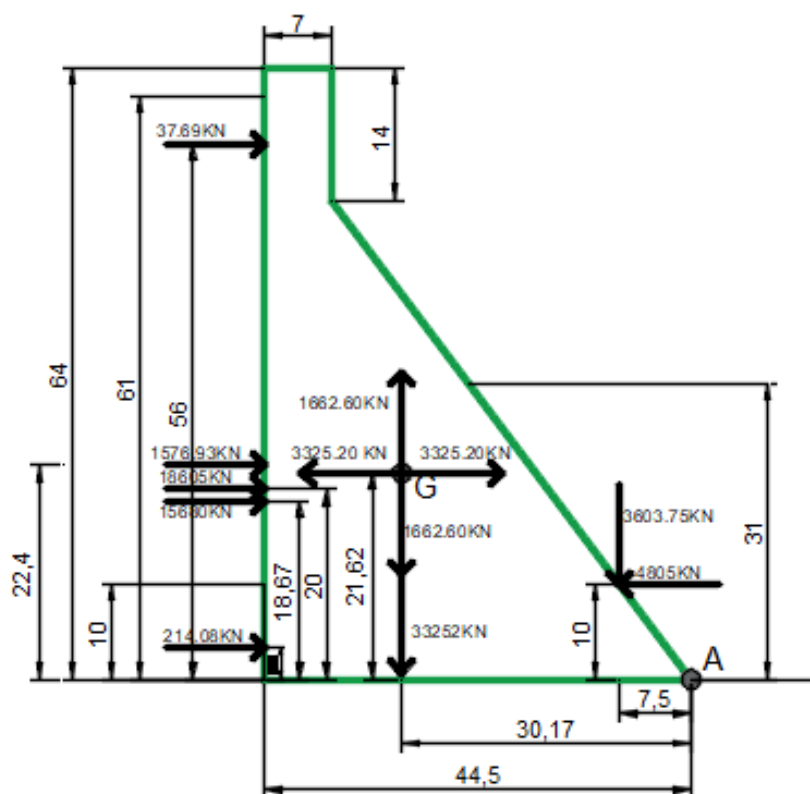
Esfuerzos normales verticales

δzu (aguas arriba)

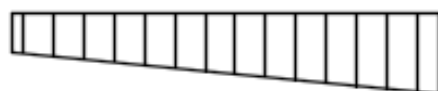
459.98 KN/m2

δzd (aguas abajo)

926.80 KN/m2



$dzu = 459.98 \text{ kN/m}^2$



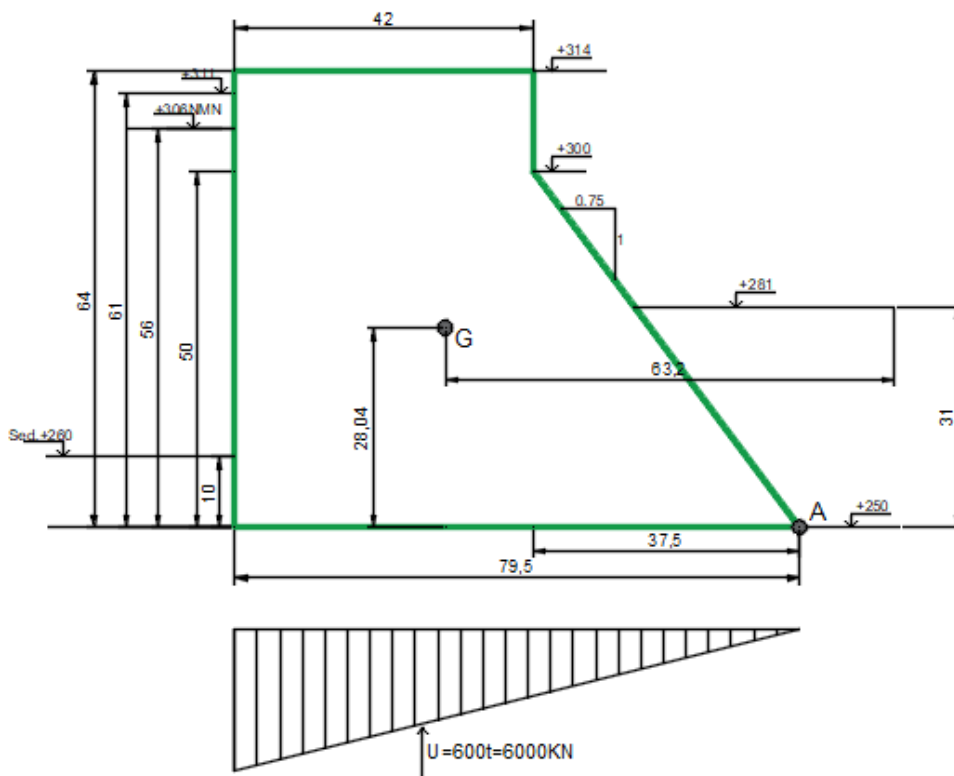
$dzd = 926.80 \text{ kN/m}^2$

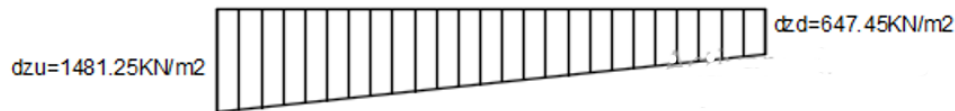
TRABAJO PRÁCTICO N° 8
TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS
AÑO: 2025
EJERCICIO N° 2 a):

Modificar el diseño geométrico de la presa del punto 1 a fin de que la idoneidad estructural se verifique.

Presa de hormigón de sección triangular			
La pendiente del talud de agua abajo es 0,75 horizontal por 1 vertical, la del paramento de aguas arriba es 0	h	0.75	
	v	1.00	
El hormigón se supone con un peso específico relativo de 24		24.00	KN/m3
Terreno cimentación: La cohesión es nula. Ángulo de fricción 35º	C	0.00	
	ϕ	35.00	º
Se supone que existe un plano de drenes que permite considerar una distribución de subpresión triangular			
	Cota	260.00	m
Sedimentos: Cota +260, ángulo de fricción 35º, peso específico sumergido de 1,58	ϕ	35.00	º
	δ	15.80	KN/m3
Olas: $H_s=0,34F(1/2)+0,76-0,26F(1/4)$, $F=10\text{Km}$ (F =Fetch o distancia libre con la que el viento puede actuar sobre el embalse)	F	10.00	km
Sismo: En la masa de la presa se adopta por diseño un coeficiente de aceleración sísmica $a_h=0,10$ y $a_v=0,05$	a_h	0.10	
	a_v	0.05	
Para las fuerzas hidrodinámicas por la reacción del agua $C_e=0,73$, siendo $Z_1=Z_{\text{máx}}$.	C_e	0.73	
No considerar las fuerzas producidas por hielo	Z_1	$Z_{\text{máx}}$	
	NDI	311.00	m
	NMN	306.00	m
	NMCAA	281.00	m
	Coronamiento	314.00	m
	Nivel Base	250.00	m
Ancho Coronamiento 42m	Ancho Coronam.	42.00	m
Cota quiebre entre sección rectangular y triangular (aguas abajo)		300.00	m
Considerar las combinaciones de carga CFN / CFI y CFE			

REDIMENSIONADO 1 - ANCHO CORONAMIENTO 42M





δ agua 10.00 KN/m3

Altura desde nivel base hasta coronamiento=	64.00 m
Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas arriba=	61.00 m
Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas arriba (para NMN)=	56.00 m
Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas abajo=	31.00 m
Ancho base rectángulo=	42.00 m
Ancho base triángulo=	37.50 m
Ancho base rectángulo + triángulo=	79.50 m
Área transversal de la presa:	
A1=Área rectángulo=	2688 m2
A1=Área triángulo=	937.5 m2
At=Área rectángulo + área triángulo=	3625.5 m2
H sedimentos=	10.00 m

DETERMINACIÓN DE CARGAS

1) CARGAS PRIMARIAS

1-1) EMPUJE DE AGUA - EMPUJE HIDROSTÁTICO

Altura aguas arriba=	61.00 m
Altura aguas abajo=	31.00 m
Área triángulo aguas abajo=	360.375 m2

1-1-1) Empuje horizontal

Pwh (Aguas arriba)=	15680 KN/m	Punto de Aplicación (A)	18.67 m para CFN/CFE
Pwh (Aguas arriba)=	18605 KN/m	Punto de Aplicación (A)	20.33 m para CFI
Pwh' (Aguas abajo)=	4805 KN/m	Punto de Aplicación (A)	10.33 m para CFN/CFE

1-1-2) Empuje vertical

Pwv (Aguas arriba) parámetro vertical =	0 KN/m	Punto de Aplicación (A)	0.00 m
Pwv' (Aguas abajo)=	3603.75 KN/m	Punto de Aplicación (A)	7.75 m

1-2) PESO PROPIO

Pm=	87012 KN/m	Punto de Aplicación (A)	49.84 m para CFN/CFI/CFE
-----	------------	-------------------------	--------------------------

Determinación del centro de gravedad

A1 rectángulo=	2688.00 m2
A2 triángulo=	937.50 m2
A1 + A2 =	3625.50 m2
x1=	21.00 m
x2=	54.50 m
y1=	32.00 m
y2=	16.67 m
X=	29.66 m
Y=	28.04 m

Baricentro respecto del punto A

X (A)=	49.84 m
Y (A)=	28.04 m

1-3) CARGA DE INFILTRACIÓN O SUBPRESIÓN

Pu=	6000 KN/m	Punto de Aplicación (A)	53.00 m
-----	-----------	-------------------------	---------

2) CARGAS SECUNDARIAS

2-1) CARGA DE SEDIMENTACIÓN

Ka=coeficiente de presión lateral activo=	0.2710		
Ps=	214.08 KN/m	Punto de Aplicación (A)	3.33 m para CFN/CFI/CFE

2-2) CARGA DE OLAS

Hs=altura significativa de la ola incidente=

1.37 m

Polas= 37.69 KN/m Punto de Aplicación (A) 56.00 m para CFN/CFI/CFE
se considera punto de aplicación del esfuerzo en la cota del líquido del embalse (56m)

2-3) CARGA POR HIELO

No considerar las fuerzas producidas por hielo

3) CARGAS EXCEPCIONALES

3-1) CARGA SÍSMICA

Pemh= 8701.20 KN/m Punto de Aplicación (A) 28.04 m para CFE
Pemv= 4350.60 KN/m Punto de Aplicación (A) 49.84 m para CFE

3-2) CARGA HIDRODINÁMICA

Ce=factor de presión adimensional=

0.73

Pewh= 1576.93 KN/m Punto de Aplicación (A) 22.4 m
Pewv= 0 KN/m

ANÁLISIS DE CARGAS Y DISTANCIAS RESPECTO AL CENTRO DE PRESIÓN

CARGAS VERTICALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)	
Pm (peso propio)	87012.00	49.84	4,336,452.00	CFN/CFI/CFE
Pwv' (empuje vertical)	3603.75	7.75	27,929.06	
Pu (infiltración o subpresión)	6000.00	-53.00	- 318,000.00	CFE
Pemv (carga sísmica vertical)	4350.60	-49.84	- 216,822.60	
Pewv (carga hidrodinámica vertical)	0.00	0	-	

CARGAS HORIZONTALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)	
Pwh (empuje hidrostático aguas arriba)	15680.00	-18.67	- 292,693.33	CFN/CFI/CFE
Pwh' (empuje hidrostático aguas abajo)	4805.00	10.33	49,651.67	
Ps (carga de sedimentación)	214.08	-3.33	- 713.61	CFE
Polas (carga por olas)	37.69	-56.00	- 2,110.80	
Pemh (carga sísmica horizontal)	8701.20	-28.04	- 243,938.40	
Pewh (carga hidrodinámica horizontal)	1576.93	-22.4	- 35,323.34	
		ΣMh	- 525,127.81	

No se considera ya que son cargas inusuales

ESTABILIDAD AL VUELCO

Sumatoria ΣM estabilizante

4,414,032.73 KN/m*m

Sumatoria ΣM desestabilizante

611,406.94 KN/m*m

Sumatoria ΣM desestabilizante (para CFN)

613,517.74 KN/m*m

Σmest/Σmdesest = 7.22 > 1,5 verifica al volcamiento

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

1) Fss=factor de deslizamiento

Sumatoria ΣH (para CFN)

11,126.77 KN/m

Sumatoria ΣH (para CFE)

12,703.71 KN/m

Sumatoria ΣV

84,615.75 KN/m

Fss=ΣH/ΣV≤0,75 para CFN

Fss=ΣH/ΣV≤0,90 para CFE

Fss=

0.13 ≤ 0,75 verifica deslizamiento para CFN

0.15 ≤ 0,90 verifica deslizamiento para CFE

2) Fsf=factor de fricción al corte

C=La cohesión es nula

Fsf=

0.00

5.32 ≥ 3 a 4 verifica fricción

T=	79.50 m
T/2=	39.75 m
Sumatoria ΣM =	3,802,625.79 KN/m*m
Sumatoria ΣV =	84,615.75 KN/m
$e = \Sigma M / \Sigma V$ (respecto de (A)	44.94 m
e respecto al centro geométrico de la base (T/2)=	- 5.19 m

3) Fle=factor de equilibrio límite

Para el caso de un plano de deslizamiento horizontal $\alpha=0$, $Fle = Fsf$

Fle=

5.32 ≥ 3 a 4 verifica equilibrio límite

ANÁLISIS DE ESFUERZOS

Esfuerzos normales verticales

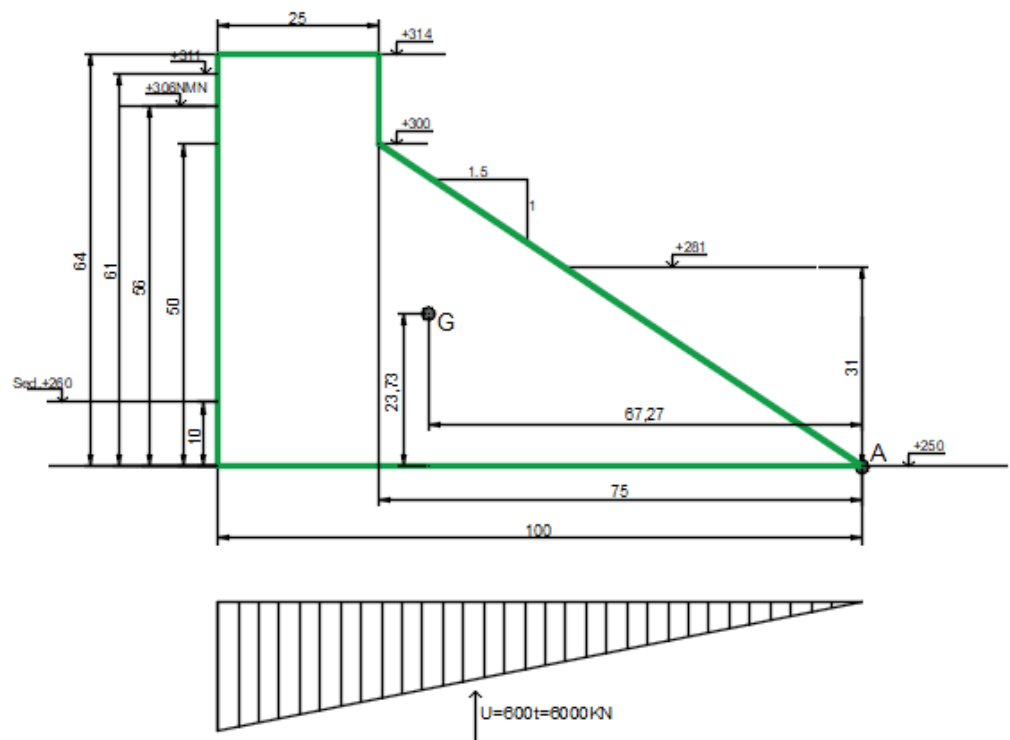
δ_{zu} (aguas arriba)	1,481.25 KN/m ²
δ_{zd} (aguas abajo)	647.45 KN/m ²

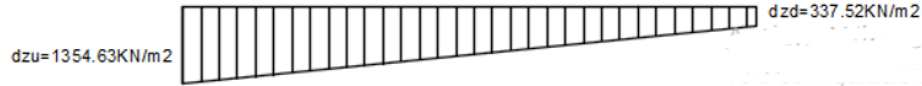
TRABAJO PRÁCTICO N° 8
TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS
AÑO: 2025
EJERCICIO N° 2 b):

Modificar el diseño geométrico de la presa del punto 1 a fin de que la idoneidad estructural se verifique.

Presa de hormigón de sección triangular				
La pendiente del talud de agua abajo es 1,5 horizontal por 1 vertical, la del paramento de aguas arriba es 0	h	1.50		variable
El hormigón se supone con un peso específico relativo de 24	v	1.00		
	C	24.00	KN/m3	
Terreno cimentación: La cohesión es nula. Ángulo de fricción 35º	φ	35.00	º	
Se supone que existe un plano de drenes que permite considerar una distribución de subpresión triangular				
Sedimentos: Cota +260, ángulo de fricción 35º, peso específico sumergido de 1,58	Cota	260.00	m	
	φ	35.00	º	
	δ	15.80	KN/m3	
Olas: $H_s=0,34F(1/2)+0,76-0,26F(1/4)$, $F=10\text{Km}$ (F =Fetch o distancia libre con la que el viento puede actuar sobre el embalse)	F	10.00	km	
Sismo: En la masa de la presa se adopta por diseño un coeficiente de aceleración sísmica $\alpha_h=0,10$ y $\alpha_v=0,05$	α_h	0.10		
	α_v	0.05		
Para las fuerzas hidrodinámicas por la reacción del agua $C_e=0,73$, siendo $Z_1=Z_{\text{max}}$.	C_e	0.73		
No considerar las fuerzas producidas por hielo	Z_1	$Z_{\text{máx}}$		
NDI +311m / NMN +306m / NMCAA +281m	NDI	311.00	m	
	NMN	306.00	m	
	NMCAA	281.00	m	
	Coronamiento	314.00	m	
	Nivel Base	250.00	m	
Ancho Coronamiento 25m	Ancho Coronam.	25.00	m	variable
Cota quiebre entre sección rectangular y triangular (aguas abajo)		300.00	m	
Considerar las combinaciones de carga CFN / CFI y CFE				

REDIMENSIONADO 2 - ANCHO CORONAMIENTO 25M - TALUD PARAMENTO 1,5 HORIZONTAL X 1 VERTICAL





δ agua

10.00 KN/m³

Altura desde nivel base hasta coronamiento=	64.00 m
Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas arriba=	61.00 m
Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas arriba (para NMN)=	56.00 m
Altura desde nivel base hasta "pelo" de agua aguas abajo=	31.00 m
Ancho base rectángulo=	25.00 m
Ancho base triángulo=	75.00 m
Ancho base rectángulo + triángulo=	100.00 m
Área transversal de la presa:	
A1=Área rectángulo=	1600 m ²
A1=Área triángulo=	1875 m ²
At=Área rectángulo + área triángulo=	3475 m ²
H sedimentos=	10.00 m

DETERMINACIÓN DE CARGAS

1) CARGAS PRIMARIAS

1-1) EMPUJE DE AGUA - EMPUJE HIDROSTÁTICO

Altura aguas arriba=	61.00 m
Altura aguas abajo=	31.00 m
Área triángulo aguas abajo=	720.75 m ²

1-1-1) Empuje horizontal

Pwh (Aguas arriba)=	15680 KN/m	Punto de Aplicación (A)	18.67 m	para CFN/CFE
Pwh (Aguas arriba)=	18605 KN/m	Punto de Aplicación (A)	20.33 m	para CFI
Pwh' (Aguas abajo)=	4805 KN/m	Punto de Aplicación (A)	10.33 m	para CFN/CFE

1-1-2) Empuje vertical

Pwv (Aguas arriba) parámetro vertical =	0 KN/m	Punto de Aplicación (A)	0.00 m
Pwv' (Aguas abajo)=	7207.5 KN/m	Punto de Aplicación (A)	15.50 m

1-2) PESO PROPIO

Pm=	83400 KN/m	Punto de Aplicación (A)	67.27 m	para CFN/CFI/CFE
-----	------------	-------------------------	---------	------------------

Determinación del centro de gravedad

A1 rectángulo=	1600.00 m ²
A2 triángulo=	1875.00 m ²
A1 + A2 =	3475.00 m ²
x1=	12.50 m
x2=	50.00 m
y1=	32.00 m
y2=	16.67 m

X=	32.73 m
Y=	23.73 m

Baricentro respecto del punto A

X (A)=	67.27 m
Y (A)=	23.73 m

1-3) CARGA DE INFILTRACIÓN O SUBPRESIÓN

Pu=	6000 KN/m	Punto de Aplicación (A)	66.67 m	20025
-----	-----------	-------------------------	---------	-------

2) CARGAS SECUNDARIAS

2-1) CARGA DE SEDIMENTACIÓN

Ka=coeficiente de presión lateral activo=

0.2710

Ps= 214.08 KN/m Punto de Aplicación (A) 3.33 m para CFN/CFI/CFE

2-2) CARGA DE OLAS

Hs=altura significativa de la ola incidente=

1.37 m

Pola= 37.69 KN/m Punto de Aplicación (A) 56.00 m para CFN/CFI/CFE

se considera punto de aplicación del esfuerzo en la la cota del líquido del embalse (56m)

2-3) CARGA POR HIELO

No considerar las fuerzas producidas por hielo

3) CARGAS EXCEPCIONALES

3-1) CARGA SÍSMICA

Pemh= 8340.00 KN/m Punto de Aplicación (A) 23.73 m para CFE

Pemv= 4170.00 KN/m Punto de Aplicación (A) 67.27 m para CFE

3-2) CARGA HIDRODINÁMICA

Ce=factor de presión adimensional=

0.73

Pewh= 1576.93 KN/m Punto de Aplicación (A) 22.4 m

Pewv= 0 KN/m

ANÁLISIS DE CARGAS Y DISTANCIAS RESPECTO AL CENTRO DE PRESIÓN

CARGAS VERTICALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)	
Pm (peso propio)	83400.00	67.27	5,610,000.00	CFN/CFI/CFE
Pwv' (empuje vertical)	7207.50	15.50	111,716.25	
Pu (infiltración o subpresión)	6000.00	-66.67	- 400,000.00	CFE
Pemv (carga sísmica vertical)	4170.00	-67.27	- 280,500.00	
Pewv (carga hidrodinámica vertical)	0.00	0	-	

CARGAS HORIZONTALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)	
Pwh (empuje hidrostático aguas arriba)	15680.00	-18.67	- 292,693.33	CFN/CFI/CFE
Pwh' (empuje hidrostático aguas abajo)	4805.00	10.33	49,651.67	
Ps (carga de sedimentación)	214.08	-3.33	- 713.61	
Polas (carga por olas)	37.69	-56.00	- 2,110.80	
Pemh (carga sísmica horizontal)	8340.00	-23.73	- 197,880.00	CFE
Pewh (carga hidrodinámica horizontal)	1576.93	-22.4	- 35,323.34	
		ΣMh	- 479,069.41	

No se considera ya que son cargas inusuales

ESTABILIDAD AL VUELCO

Sumatoria ΣM estabilizante

5,771,367.92 KN/m*m

Sumatoria ΣM desestabilizante

693,406.94 KN/m*m

Sumatoria ΣM desestabilizante (para CFN)

695,517.74 KN/m*m

Σmest/Σmdesest = 8.32 > 1,5 verifica al volcamiento

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

1) Fss=factor de deslizamiento

Sumatoria ΣH (para CFN)

11,126.77 KN/m

Sumatoria ΣH (para CFE)

12,703.71 KN/m

Sumatoria ΣV

84,607.50 KN/m

Fss=ΣH/ΣV≤0,75 para CFN

Fss=ΣH/ΣV≤0,90 para CFE

Fss=

0.13 ≤ 0,75 verifica deslizamiento para CFN

0.15 ≤ 0,90 verifica deslizamiento para CFE

2) Fsf=factor de fricción al corte

C=La cohesión es nula

0.00

Fsf=

5.32 ≥ 3 a 4 verifica fricción

T=	100.00 m
T/2=	50.00 m
Sumatoria ΣM =	5,077,960.98 KN/m*m
Sumatoria ΣV =	84,607.50 KN/m
e= $\Sigma M/\Sigma V$ (respecto de (A)	60.02 m
e respecto al centro geométrico de la base (T/2)=	- 10.02 m

3) Fle=factor de equilibrio límite

Para el caso de un plano de deslizamiento horizontal $\alpha=0$, Fle=Fsf

Fle=

5.32 ≥ 3 a 4 verifica equilibrio límite

ANÁLISIS DE ESFUERZOS

Esfuerzos normales verticales

δ_{zu} (aguas arriba)	1,354.63 KN/m2
δ_{zd} (aguas abajo)	337.52 KN/m2

TRABAJO PRÁCTICO N° 8

TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS

AÑO: 2025

EJERCICIO N° 3:

Comparar la estabilidad al deslizamiento y al vuelco para tres secciones tipo:

- a) Triangular con paramento de aguas arriba vertical
- b) Triangular con taludes invertidos en relación con el caso anterior
- c) Rectangular

En los tres casos se supondrá la misma altura de la presa $h = 100$, coincidente con la altura de agua en el embalse, el mismo peso específico relativo del hormigón 24 y la misma cohesión que es nula. Calcular en los tres casos el ancho mínimo de la base que verifica las condiciones de no deslizamiento y no vuelco. Calcular en cada caso el volumen por unidad de longitud de la presa. Comparar los resultados.

a) Se consideran solamente cargas primarias (Empuje hidrostático, Peso propio y carga por infiltración o subpresión)

1) Condición de no deslizamiento:

Factor de seguridad deslizamiento:

$$F_{ss} = \Sigma H / \Sigma V \leq 0,75 \text{ (para CFN)}$$

$$\Sigma H = P_{wh} = 1/2 \cdot (\delta_{\text{agua}}) \cdot H^2 = 1/2 \cdot 1 \text{ tn/m}^3 \cdot 100^2 \text{ m}^2 = 5000 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma V = P_m - P_u = B \cdot 100 \text{ m} \cdot 2,4 \text{ tn/m}^3 / 2 - 1 \text{ tn/m}^3 \cdot B \cdot 100 \text{ m} / 2 = 120 \text{ tn/m}^2 \cdot B - 50 \text{ tn/m}^2 \cdot B = 70 \text{ tn/m}^2 \cdot B \rightarrow$$

$$5000 \text{ tn/m} / (70 \text{ tn/m}^2 \cdot B) = 0,75 \rightarrow B = 5000 \text{ m} / (0,75 \cdot 70) \rightarrow B = 95,23 \text{ m}$$

2) Condición de no vuelco:

Factor de seguridad al vuelco:

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} / \Sigma M_{\text{desestabilizante}} = 1,5$$

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} = P_m \cdot 2/3 \cdot B = B \cdot 100 \text{ m} / 2 \cdot 2,4 \text{ tn/m}^3 \cdot 2/3 \cdot B = 80 \cdot B^2 \text{ tn/m}^2$$

$$\Sigma M_{\text{desestabilizante}} = P_{wh} \cdot 100 \text{ m} / 3 + P_u \cdot 2/3 \cdot B = 5000 \text{ tn/m} \cdot 100 \text{ m} / 3 + 50 \cdot B \text{ tn/m}^2 \cdot 2/3 \cdot B \rightarrow$$

$$\rightarrow 166666,67 \text{ tn/m} \cdot \text{m} + 33,33 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2$$

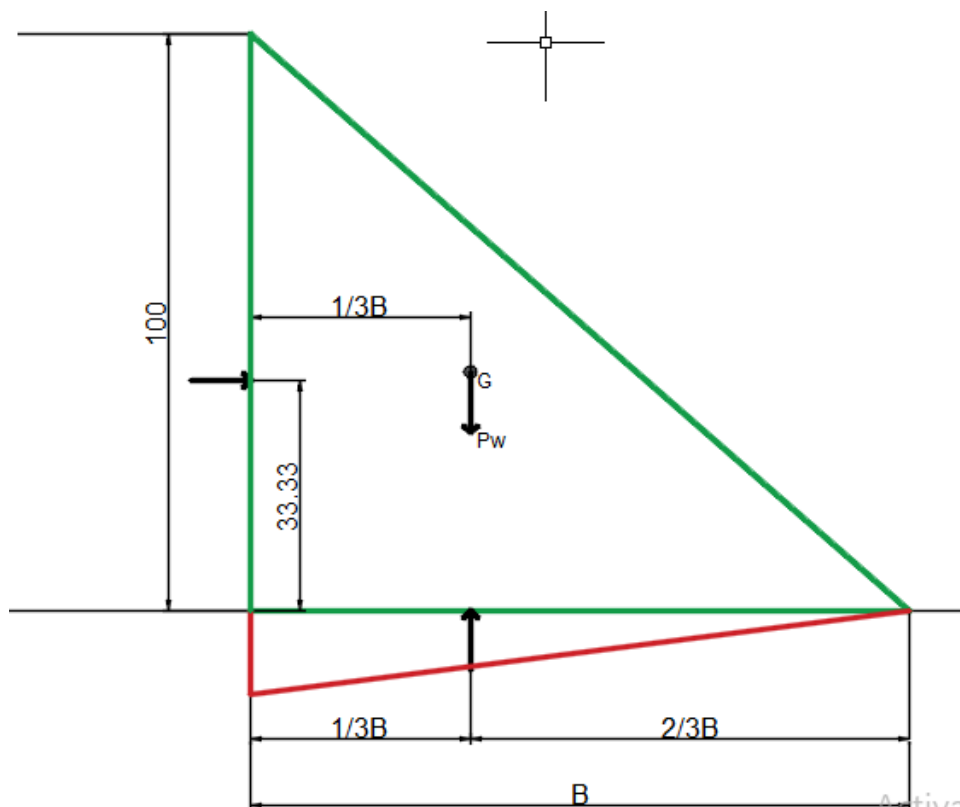
$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} / \Sigma M_{\text{desestabilizante}} = 80 \cdot B^2 \text{ tn} / (\text{m}^2 \cdot 166666,67 \text{ tn} + 33,33 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2) = 1,5 \rightarrow 80 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2 = 166666,67 \text{ tn/m} \cdot \text{m} \cdot 1,5 + 33,33 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2 \cdot 1,5$$

$$80 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2 = 250000 \text{ tn} + 50 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2 \rightarrow 80 \cdot B^2 - 60 \cdot B^2 = 250000 \text{ m}^2$$

$$20 \cdot B^2 = 250060 \text{ m}^2 \rightarrow B = \sqrt{250060/20} \rightarrow B = 111,81 \text{ m}$$

$$\text{Se adopta el } B \text{ mayor} \rightarrow B = 111,81 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{Volumen unitario de la presa} = 111,81 \text{ m} \cdot 100 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} / 2 = 5590,84 \text{ m}^3$$



b) Se consideran solamente cargas primarias (Empuje hidrostático, Peso propio y carga por infiltración o subpresión)

1) Condición de no deslizamiento:

Factor de seguridad deslizamiento:

$$F_{ss} = \Sigma H / \Sigma V \leq 0,75 \text{ (para CFN)}$$

$$\Sigma H = P_{wh} = 1/2 \cdot (\delta_{\text{agua}}) \cdot H^2 = 1/2 \cdot 1 \text{ tn/m}^3 \cdot 100^2 \text{ m}^2 = 5000 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma V = P_m + P_{wv} - P_u$$

$$\Sigma V = B \cdot 100 \text{ m} / 2 \cdot 2,4 \text{ tn/m}^3 + B \cdot 100 \text{ m} / 2 \cdot 1 \text{ tn/m}^3 - 1 \text{ tn/m}^3 \cdot B \cdot 100 \text{ m} / 2 \rightarrow$$

$$\rightarrow B \cdot 120 \text{ tn/m}^2 + B \cdot 50 \text{ tn/m}^2 - B \cdot 50 \text{ tn/m}^2$$

$$\Sigma H / \Sigma V = (5000 \text{ tn/m}) / (B \cdot 120 \text{ tn/m}^2) = 41,67 \text{ m} / B = 0,75 \rightarrow B = 41,67 \text{ m} / 0,75 = 55,55 \text{ m}$$

2) Condición de no vuelco:

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} = P_m / 3 \cdot B + P_{wv} \cdot 2/3 \cdot B = B \cdot 100 \text{ m} / 2 \cdot 2,4 \text{ tn/m}^3 / 3 \cdot B + B \cdot 100 \text{ m} / 2 \cdot 1 \text{ tn/m}^3 \cdot 2/3 \cdot B \rightarrow$$

$$\rightarrow 40 \cdot B^2 \cdot \text{tn/m}^2 + 33,33 B^2 \cdot \text{tn/m}^2 = 73,33 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2$$

$$\Sigma M_{\text{desestabilizante}} = P_{wh} \cdot 33,33 \text{ m} + P_u \cdot 2/3 \cdot B = 1/2 \cdot 1 \text{ tn/m}^3 \cdot 100^2 \text{ m}^2 \cdot 40 \text{ m} + 1 \text{ tn/m}^3 \cdot B^2 \cdot 100 \text{ m} / 2 \cdot 2/3 \rightarrow$$

$$\rightarrow 200000 \text{ tn} \cdot \text{m/m} + 33,33 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2$$

$$\Sigma M \text{ estabilizante} / \Sigma M \text{ desestabilizante} = 1,5 \rightarrow (73,33 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2) / (200000 \text{ tn} \cdot \text{m/m} + 33,33 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2) = 1,5$$

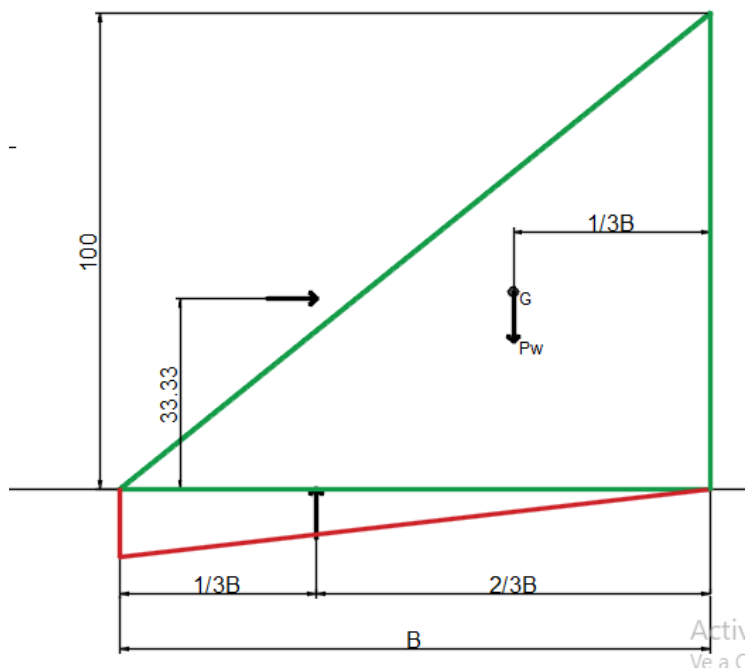
$$73,33 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2 = 300000 \text{ tn} \cdot \text{m/m} + 50 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2$$

$$73,33 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2 - 50 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2 = 300000 \text{ tn}$$

$$23,33 \text{ tn/m}^2 \cdot B^2 = 300000 \text{ tn} \rightarrow B = \sqrt{(300000 \text{ tn} \cdot \text{m}^2 / 23,33 \text{ tn})} = 113,39 \text{ m}$$

Se adopta el B mayor $\rightarrow B = 113,39 \text{ m}$

$$\rightarrow \text{Volúmen unitario de la presa} = 113,39 \text{ m} \cdot 100 \text{ m} \cdot 1 \text{ m} / 2 = 5669,46 \text{ m}^3$$



c) Se consideran solamente cargas primarias (Empuje hidrostático, Peso propio y carga por infiltración o subpresión)

1) Condición de no deslizamiento:

Factor de seguridad deslizamiento:

$$F_{ss} = \Sigma H / \Sigma V \leq 0,75 \text{ (para CFN)}$$

$$\Sigma H = P_{wh} = 1/2 * (\delta_{\text{agua}}) * H^2 = 1/2 * 1 \text{ tn/m}^3 * 100^2 \text{ m}^2 = 5000 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma V = P_m - P_u = B * 100 \text{ m} * 2,4 \text{ tn/m}^3 - 1 \text{ tn/m}^3 * B * 100 \text{ m} / 2 \rightarrow$$

$$\rightarrow 240 \text{ tn/m}^2 - 50 \text{ tn/m}^2 * B = 190 \text{ tn/m}^2 * B$$

$$\Sigma H / \Sigma V = (5000 \text{ tn/m}) / (240 \text{ tn/m}^2 * B = 0,75 \rightarrow B = 5000 \text{ tn} * \text{m}^2 / (0,75 * 190 \text{ m} * \text{tn}) = 35,08 \text{ m}$$

2) Condición de no vuelco:

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} / \Sigma M_{\text{desestabilizante}} = 1,5$$

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} = P_m * B / 2 = B * 100 \text{ m} * 2,4 \text{ tn/m}^3 * B / 2 = 120 \text{ tn/m}^2 * B^2$$

$$\Sigma M_{\text{desestabilizante}} = P_{wh} * 33,33 \text{ m} + P_u * 2/3 * B \rightarrow$$

$$\rightarrow 1/2 * 1 \text{ tn/m}^3 * 100^2 \text{ m}^2 * 33,33 \text{ m} + 1 \text{ tn/m}^3 * B * 100 \text{ m} / 2 * 2/3 * B \rightarrow$$

$$\rightarrow 166666,67 \text{ tn} * \text{m/m} + 33,33 \text{ tn/m}^2 * B^2 \rightarrow$$

$$\Sigma M_{\text{estabilizante}} / \Sigma M_{\text{desestabilizante}} = (120 \text{ tn/m}^2 * B^2) / (166666,67 \text{ tn} * \text{m/m} + 33,33 \text{ tn/m}^2 * B^2) = 1,5$$

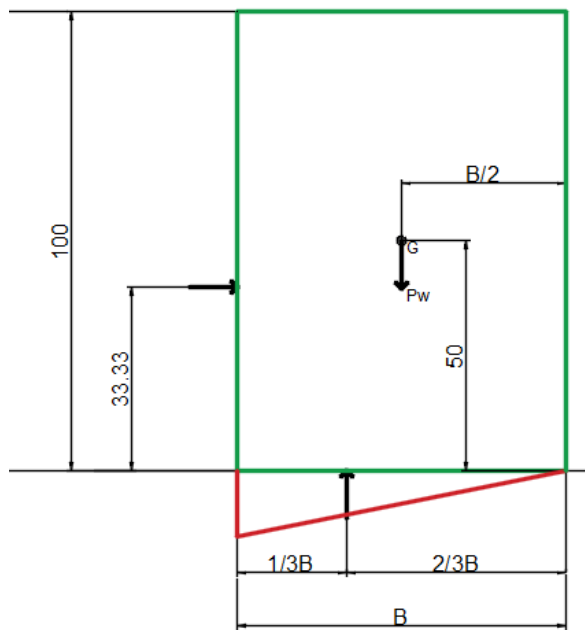
$$120 \text{ tn} * B^2 = 250000 \text{ tn} * \text{m}^2 + 50 \text{ tn} * B^2$$

$$120 \text{ tn} * B^2 - 50 \text{ tn} * B^2 = 250000 \text{ tn} * \text{m}^2$$

$$70 \text{ tn} * B^2 = 250000 \text{ tn} * \text{m}^2 \rightarrow B = \sqrt{(250000 \text{ m}^2 / 70)} = 59,76 \text{ m}$$

$$\text{Se adopta el B mayor} \rightarrow B = 59,76 \text{ m}$$

$$\rightarrow \text{Volúmen unitario de la presa} = 59,76 \text{ m} * 100 \text{ m} * 1 \text{ m} = 5976 \text{ m}^3$$



Conclusión:

Volúmen a) = 5590,84m³

Volúmen b) = 5669,47m³

Volúmen c) = 5976,14m³

La presa del tipo a) es la más económica por tener el menor volúmen de hormigón

TRABAJO PRÁCTICO N° 8

TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS

AÑO: 2025

EJERCICIO N° 4:

Para el ejercicio 1, suponer que la estabilidad al vuelco y al deslizamiento (factor de fricción al corte) debe ser mayorada en un 25%. Conforme a ello verificar dos posibles soluciones:

- a) Determinar la altura de un posible espaldón soporte aguas abajo para verificar la nueva condición de estabilidad;
- b) Determinar cual seria el esfuerzo que debe resistir un tensor pretensado anclado en la cresta y en la cimentación, para verificar la nueva condición, si los mismos están separados cada 4m de distancia entre centros.

a) Determinación de un posible espaldón soporte aguas abajo:

Se incrementa el factor de seguridad al vuelco en un 25%:

Se considera un enrocado compacto (pag 94) $K_0=0,3$ y peso específico $\gamma_r = 20\text{KN/m}^3$

Se considera un espaldón de 30m de altura por 22,5m en horizontal sobre aguas abajo:

$$A_1=337,5\text{m}^2$$

$$Z=30\text{m}$$

$$A_2=0$$

$$H=30\text{m}$$

$$d_w=7,5\text{m} \quad 22,5\text{m} \times 1/3$$

$$d_p=10\text{m} \quad 30\text{m} \times 1/3$$

$$\tan 35^\circ = 0,7$$

$$Pds = K_0 \times \gamma_r \times Z \times H = 0,3 \times 20 \text{KN/m}^3 \times 30 \text{m} \times 30 \text{m} = 5400 \text{KN/m}$$

$$Wf \geq (3,6 \times (\Sigma H - Pds) / \tan \phi) - \Sigma H$$

$$6750 \text{KN/m} \geq (3,6 \times (11126,77 \text{KN/m} - 5400 \text{KN/m}) / 0,7) - 30855,75 \text{KN/m} = -1403,76 \text{KN/m} \quad \text{verifica}$$

$$\Sigma me + (wf \times dw) + (Pds \times dp) / \Sigma md \geq F_0(CFN) \times 1,25 = 1,8$$

$$Wf \geq ((1,8 \times \Sigma md) - \Sigma me - (pds \times dp)) / dw$$

$$6750 \text{KN/m} \geq ((1,8 \times 473517,73 \text{KN/m} \times \text{m}) - 1080912,73 \text{KN/m} \times \text{m} - (5400 \text{KN/m} \times 10 \text{m})) / 7,5 \text{m} = -37677,44 \text{KN/m} \quad \text{verifica}$$

Se adopta la altura $Z = H = 30 \text{m}$

b) Cálculo de la fuerza de pretensado para mejorar la seguridad en 25%

$$(\Sigma V + Pps) \times \tan \phi / \Sigma H \geq FSF(CFN) \times 1,25$$

$$Pps \geq ((3,6 \times \Sigma H) / \tan \phi) - \Sigma V$$

$$Pps \geq ((3,6 \times 11431,77 \text{KN/m}) / 0,7) - 30627 \text{KN/m} = 26367,66 \text{KN/m}$$

Si se considera una separación de 4m, cada tensor deberá aportar 4 veces el valor calculado:

$$PT = Pps \times 4 = 105470,66 \text{KN/m}$$

