

OBRAS HIDRÁULICAS

TRABAJO PRÁCTICO N° 7

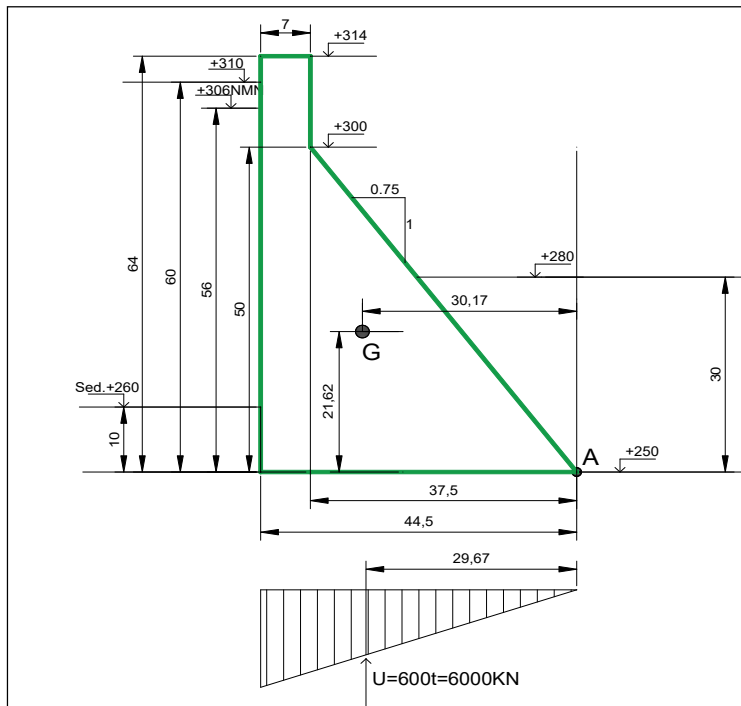
TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS

AÑO: 2024

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 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	C	24,00	KN/m ³
Terreno cimentación: La cohesión es nula. Ángulo de fricción 35°	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/m ³
Olas: Hs=0,34F(1/2)+0,76-0,26F(1/4), F=10Km (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 αh=0,10 y αv=0,05	αh	0,10	
	αv	0,05	
Para las fuerzas hidrodinámicas por la reacción del agua Ce=0,73, siendo Z1=Zmax.	Ce	0,73	
No considerar las fuerzas producidas por hielo	Z1	Zmáx	
NDI +310m / NMN +306m / NMCAA +280m	NDI	310,00	m
	NMN	306,00	m
	NMCAA	280,00	m
	Coronamiento	314,00	m
	Nivel Base	250,00	m
Ancho Coronamiento 7m	Ancho Coronam.	7,00	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=

60,00 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=

30,00 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=	60,00 m
Altura aguas abajo=	30,00 m
Área triángulo aguas abajo=	337,5 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)=	18000 KN/m	Punto de Aplicación (A)	20,00 m para CFI
Pwh' (Aguas abajo)=	4500 KN/m	Punto de Aplicación (A)	10 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)=	3375 KN/m	Punto de Aplicación (A)	7,50 m para CFN/CFE

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 para CFN/CFI/CFE
-----	-----------	-------------------------	--------------------------

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 (66m)

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=	1563,96 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)	3375,00	7,50	25.312,50	
Pu (infiltración o subpresión)	6000,00	-29,67	- 178.000,00	
Pemv (carga sísmica vertical)	1662,60	-30,17	- 50.166,60	CFE
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
Pwh' (empuje hidrostático aguas abajo)	4500,00	10,00	45.000,00
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)	3325,20	-21,62	- 71.906,40
Pewh (carga hidrodinámica horizontal)	1563,96	-22,4	- 35.032,61
		ΣMh	- 357.456,75

CFN/CFI/CFE

CFE

No se considera ya que son cargas inusuales

ESTABILIDAD AL VUELCO

Sumatoria ΣM estabilizante	1.073.644,50 KN/m*m
Sumatoria ΣM desestabilizante	471.406,94 KN/m*m
Sumatoria ΣM desestabilizante (para CFN)	473.517,74 KN/m*m

$$\Sigma mest / \Sigma mdesest = 2,27 > 1,5 \text{ verifica al volcamiento}$$

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

1) Fss=factor de deslizamiento	
Sumatoria ΣH (para CFN)	11.431,77 KN/m
Sumatoria ΣH (para CFE)	12.995,73 KN/m
Sumatoria ΣV	30.627,00 KN/m

Fss= $\Sigma H / \Sigma V \leq 0,75$ para CFN

Fss= $\Sigma H / \Sigma V \leq 0,90$ para CFE

Fss=	0,37 $\leq 0,75$ verifica deslizamiento para CFN
	0,42 $\leq 0,90$ verifica deslizamiento para CFE

2) Fsf=factor de fricción al corte

C=La cohesión es nula

Fsf=	0,00
	1,12 ≥ 3 a 4 NO verifica fricción

T=	44,50 m
T/2=	22,25 m
Sumatoria ΣM =	602.237,56 KN/m*m
Sumatoria ΣV =	30.627,00 KN/m

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

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

3) Fle=factor de equilibrio límite

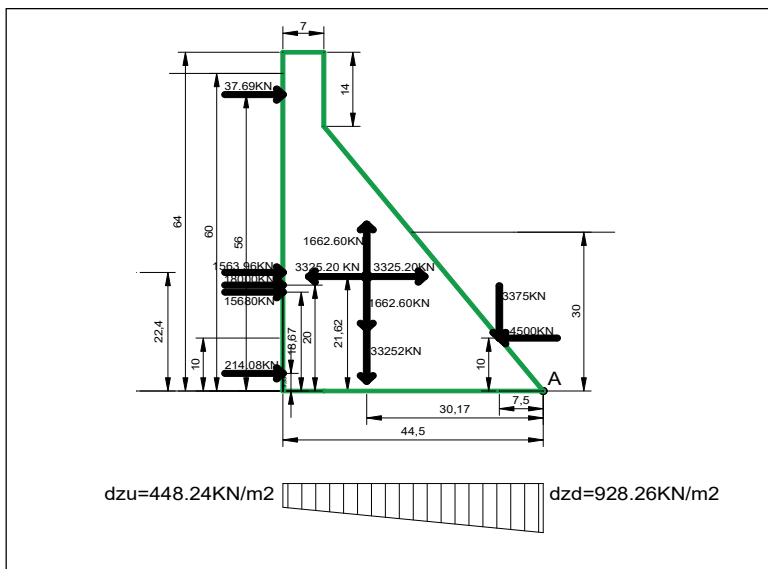
Para el caso de un plano de deslizamiento horizontal $\alpha=0$, Fle=Fsf

Fle=	1,12 ≥ 3 a 4 NO verifica equilibrio límite
------	---

ANÁLISIS DE ESFUERZOS

Esfuerzos normales verticales

δzu (aguas arriba)	448,24 KN/m2
δzd (aguas abajo)	928,26 KN/m2



OBRAS HIDRÁULICAS

TRABAJO PRÁCTICO N° 7

TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS

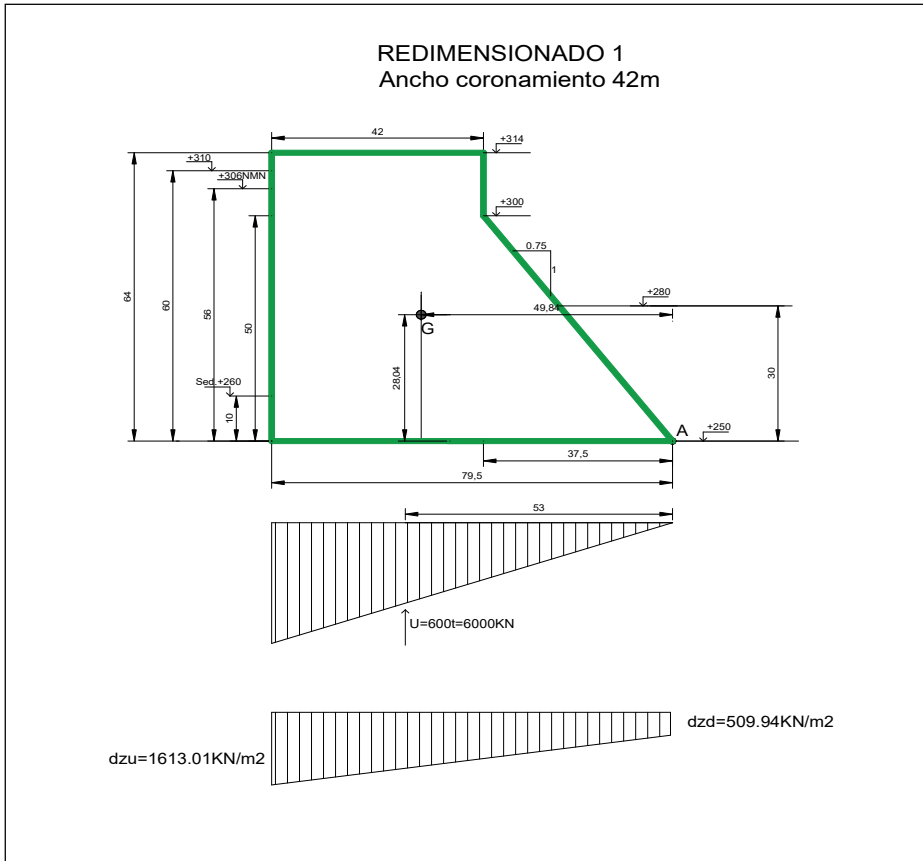
AÑO: 2024

EJERCICIO N° 2:

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	C	24,00	KN/m ³
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/m ³
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 $Z_1=Z_{\text{máx}}$.	C_e	0,73	
No considerar las fuerzas producidas por hielo	Z_1	$Z_{\text{máx}}$	
	NDI	310,00	m
	NMN	306,00	m
	NMCAA	280,00	m
	Coronamiento	314,00	m
	Nivel Base	250,00	m
NDI +310m / NMN +306m / NMCAA +280m	Ancho Coronam.	42,00	m
Ancho Coronamiento 7m			
Considerar las combinaciones de carga CFN / CFI y CFE			

variable



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=

60,00 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=

30,00 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:

A_1 =Área rectángulo=

2688 m²

A_2 =Área triángulo=

937,5 m²

A_t =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=	60,00 m
Altura aguas abajo=	30,00 m
Área triángulo aguas abajo=	337,5 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)=	18000 KN/m	Punto de Aplicación (A)	20,00 m para CFI
Pwh' (Aguas abajo)=	4500 KN/m	Punto de Aplicación (A)	10 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)=	3375 KN/m	Punto de Aplicación (A)	7,50 m para CFN/CFE

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 m ²
A2 triángulo=	937,50 m ²
A1 + A2 =	3625,50 m ²
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)	29,67 m para CFN/CFI/CFE
-----	-----------	-------------------------	--------------------------

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 cota del líquido del embalse (66m)

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=	1563,96 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)	3375,00	7,50	25.312,50	
Pu (infiltración o subpresión)	6000,00	-29,67	- 178.000,00	
Pemv (carga sísmica vertical)	4350,60	-49,84	- 216.822,60	CFE
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	
Pwh' (empuje hidrostático aguas abajo)	4500,00	10,00	45.000,00	
Ps (carga de sedimentación)	214,08	-3,33	- 713,61	CFN/CFI/CFE
Polas (carga por olas)	37,69	-56,00	- 2.110,80	
Pemh (carga sísmica horizontal)	8701,20	-28,04	- 243.938,40	CFE
Pewh (carga hidrodinámica horizontal)	1563,96	-22,4	- 35.032,61	
		ΣMh	- 529.488,75	

No se considera ya que son cargas inusuales

ESTABILIDAD AL VUELCO

Sumatoria ΣM estabilizante	4.406.764,50 KN/m*m
Sumatoria ΣM desestabilizante	471.406,94 KN/m*m

Σmest/Σmdesest = 9,35 > 1,5 verifica al volcamiento

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

1) Fss=factor de deslizamiento

Sumatoria ΣH (para CFN)	11.431,77 KN/m
Sumatoria ΣH (para CFE)	12.995,73 KN/m
Sumatoria ΣV	84.387,00 KN/m

Fss= $\Sigma H/\Sigma V \leq 0,75$ para CFN

Fss= $\Sigma H/\Sigma V \leq 0,90$ para CFE

Fss=

0,14 $\leq 0,75$ verifica deslizamiento para CFN
0,15 $\leq 0,90$ verifica deslizamiento para CFE

2) Fsf=factor de fricción al corte

C=La cohesión es nula

Fsf=

0,00

3,08 ≥ 3 a 4 verifica fricción

T=

79,50 m

T/2=

39,75 m

Sumatoria ΣM =

3.935.357,56 KN/m*m

Sumatoria ΣV =

84.387,00 KN/m

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

46,63 m

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

- 6,88 m

3) Fle=factor de equilibrio límite

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

Fle=

3,08 ≥ 3 a 4 verifica equilibrio límite

ANÁLISIS DE ESFUERZOS

Esfuerzos normales verticales

δ_{zu} (aguas arriba)

1.613,01 KN/m²

δ_{zd} (aguas abajo)

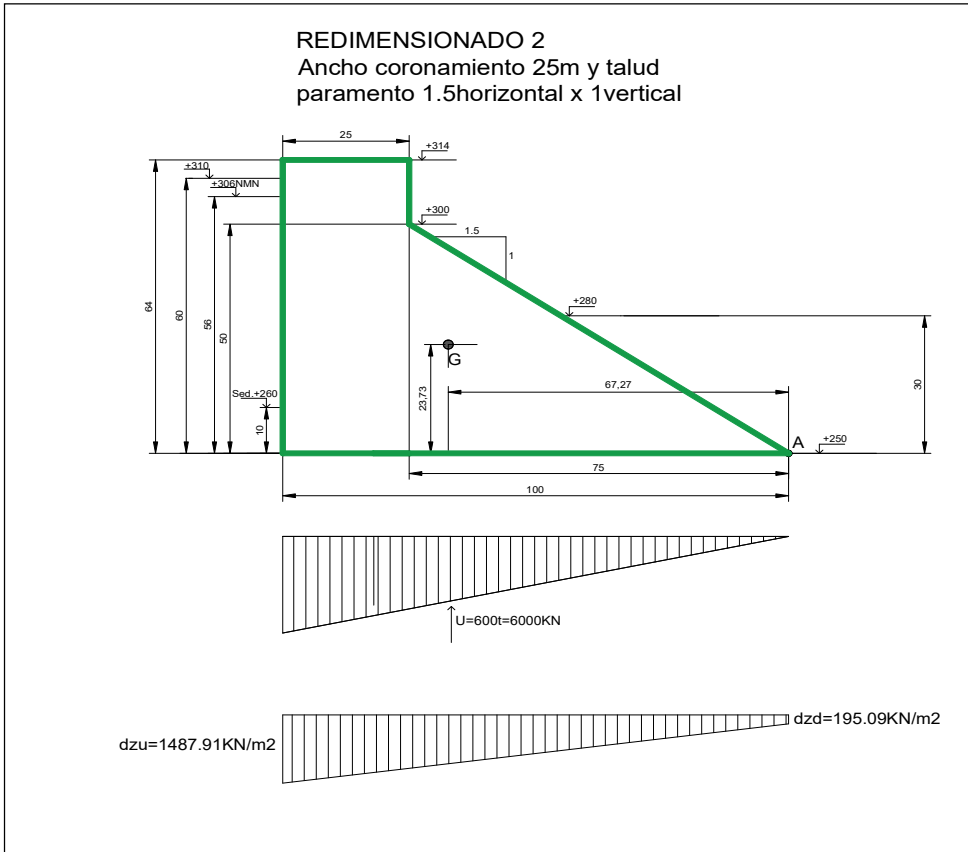
509,94 KN/m²

OBRAS HIDRÁULICAS

TRABAJO PRÁCTICO N° 7
TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS
AÑO: 2024
EJERCICIO N° 2:

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	1,50	variable
	v	1,00	
El hormigón se supone con un peso específico relativo de 24	C	24,00	KN/m3
Terreno cimentación: La cohesión es nula. Ángulo de fricción 35°	ϕ	0,00	
	ϕ	35,00	°
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 35°, peso específico sumergido de 1,58	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 =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 $Z_1=Z_{\text{máx}}$.	C_e	0,73	
No considerar las fuerzas producidas por hielo	Z_1	$Z_{\text{máx}}$	
	NDI	310,00	m
	NMN	306,00	m
	NMCAA	280,00	m
	Coronamiento	314,00	m
	Nivel Base	250,00	m
NDI +310m / NMN +306m / NMCAA +280m			
Ancho Coronamiento 7m	Ancho Coronam.	25,00	m variable
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= 60,00 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= 30,00 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 m2
- A1=Área triángulo= 1875 m2
- At=Área rectángulo + área triángulo= 3475 m2
- H sedimentos= 10,00 m

DETERMINACIÓN DE CARGAS**1) CARGAS PRIMARIAS****1-1) EMPUJE DE AGUA - EMPUJE HIDROSTÁTICO**

Altura aguas arriba= 60,00 m
 Altura aguas abajo= 30,00 m
 Área triángulo aguas abajo= 675 m²

1-1-1) Empuje horizontal

P_{wh} (Aguas arriba)= 15680 KN/m Punto de Aplicación (A) 18,67 m para CFN/CFE
 P_{wh} (Aguas arriba)= 18000 KN/m Punto de Aplicación (A) 20,00 m para CFI
 P_{wh'} (Aguas abajo)= 4500 KN/m Punto de Aplicación (A) 10 m para CFN/CFE

1-1-2) Empuje vertical

P_{wv} (Aguas arriba) parámetro vertical = 0 KN/m Punto de Aplicación (A) 0,00 m
 P_{wv'} (Aguas abajo)= 6750 KN/m Punto de Aplicación (A) 15,00 m para CFN/CFE

1-2) PESO PROPIO

P_m= 83400 KN/m Punto de Aplicación (A) 67,27 m para CFN/CFI/CFE

Determinación del centro de gravedad

A1 rectángulo= 1600,00 m²
 A2 triángulo= 1875,00 m²
 A1 + A2 = 3475,00 m²
 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

P_u= 6000 KN/m Punto de Aplicación (A) 29,67 m para CFN/CFI/CFE

2) CARGAS SECUNDARIAS**2-1) CARGA DE SEDIMENTACIÓN**

K_a=coeficiente de presión lateral activo= 0,2710
 P_s= 214,08 KN/m Punto de Aplicación (A) 3,33 m para CFN/CFI/CFE

2-2) CARGA DE OLAS

H_s=altura significativa de la ola incidente= 1,37 m
 P_{ola}= 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 (66m)

2-3) CARGA POR HIELO

No considerar las fuerzas producidas por hielo

3) CARGAS EXCEPCIONALES**3-1) CARGA SÍSMICA**

P_{emh}= 8340,00 KN/m Punto de Aplicación (A) 23,73 m para CFE
 P_{emv}= 4170,00 KN/m Punto de Aplicación (A) 67,27 m para CFE

3-2) CARGA HIDRODINÁMICA

C_e=factor de presión adimensional= 0,73
 P_{ewh}= 1563,96 KN/m Punto de Aplicación (A) 22,4 m
 P_{ewv}= 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)	
P _m (peso propio)	83400,00	67,27	5.610.000,00	CFN/CFI/CFE
P _{wv'} (empuje vertical)	6750,00	15,00	101.250,00	
P _u (infiltración o subpresión)	6000,00	-29,67	- 178.000,00	
P _{emv} (carga sísmica vertical)	4170,00	-67,27	- 280.500,00	CFE
P _{ewv} (carga hidrodinámica vertical)	0,00	0	-	

CARGAS HORIZONTALES	P (KN/m)	DISTANCIA A (A) (m)	MOMENTO (KN/m*m)	
P _{wh} (empuje hidrostático aguas arriba)	15680,00	-18,67	- 292.693,33	
P _{wh'} (empuje hidrostático aguas abajo)	4500,00	10,00	45.000,00	
P _s (carga de sedimentación)	214,08	-3,33	- 713,61	CFN/CFI/CFE
P _{olas} (carga por olas)	37,69	-56,00	- 2.110,80	
P _{emh} (carga sísmica horizontal)	8340,00	-23,73	- 197.880,00	CFE
P _{ewh} (carga hidrodinámica horizontal)	1563,96	-22,4	- 35.032,61	
		ΣM _h	- 483.430,35	

No se considera ya que son cargas inusuales

ESTABILIDAD AL VUELCO

Sumatoria ΣM estabilizante 5.756.250,00 KN/m*m
 Sumatoria ΣM desestabilizante 471.406,94 KN/m*m

Σmest/Σmdesest = 12,21 > 1,5 verifica al volcamiento

ESTABILIDAD AL DESLIZAMIENTO

1) Fss=factor de deslizamiento

Sumatoria ΣH (para CFN)

11.431,77 KN/m

Sumatoria ΣH (para CFE)

12.995,73 KN/m

Sumatoria ΣV

84.150,00 KN/m

Fss= $\Sigma H/\Sigma V \leq 0,75$ para CFN

Fss= $\Sigma H/\Sigma V \leq 0,90$ para CFE

Fss=

0,14 $\leq 0,75$ verifica deslizamiento para CFN

0,15 $\leq 0,90$ verifica deslizamiento para CFE

2) Fsf=factor de fricción al corte

C=La cohesión es nula

Fsf=

0,00

3,07 ≥ 3 a 4 verifica fricción

T=

100,00 m

T/2=

50,00 m

Sumatoria ΣM =

5.284.843,06 KN/m*m

Sumatoria ΣV =

84.150,00 KN/m

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

62,80 m

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

- 12,80 m

3) Fle=factor de equilibrio límite

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

Fle=

3,07 ≥ 3 a 4 verifica equilibrio límite

ANÁLISIS DE ESFUERZOS

Esfuerzos normales verticales

δzu (aguas arriba)

1.487,91 KN/m2

δzd (aguas abajo)

195,09 KN/m2

OBRAS HIDRÁULICAS

TRABAJO PRÁCTICO N° 7

TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS

AÑO: 2024

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 $h = 120$, 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:

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

$$\Sigma H = P_{wh} = 1/2 * (\delta \text{ agua}) * H^2 = 1/2 * 1 \text{ tn/m}^3 * 120^2 \text{ m}^2 = 7200 \text{ tn/m}$$

$$\Sigma V = P_m - P_u = B * 120 \text{ m} * 2,4 \text{ tn/m}^3 / 2 - 1 \text{ tn/m}^3 * B * 120 \text{ m} / 2 = 144 \text{ tn/m}^2 * B - 60 \text{ tn/m}^2 * B = 84 \text{ tn/m}^2 * B \rightarrow$$

$$7200 \text{ tn/m} / (84 \text{ tn/m}^2 * B) = 0,75 \rightarrow B = 7200 \text{ m} / (0,75 * 84) \rightarrow B = 114,28 \text{ m}$$

2) Condición de no vuelco:

Factor de seguridad al vuelco:

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

$$\Sigma M \text{ estabilizante} = P_m * 2/3 * B = B * 120 \text{ m} / 2 * 2,4 \text{ tn/m}^3 * 2/3 * B = 96 * B^2 \text{ tn/m}^2$$

$$\Sigma M \text{ desestabilizante} = P_{wh} * 120 \text{ m} / 3 + P_u * 2/3 * B = 7200 \text{ tn/m} * 120 \text{ m} / 3 + 60 * B \text{ tn/m}^2 * 2/3 * B \rightarrow$$

$$\rightarrow 288000 \text{ tn/m} * \text{m} + 40 \text{ tn/m}^2 * B^2$$

$$\Sigma M \text{ estabilizante} / \Sigma M \text{ desestabilizante} = 96 * B^2 * \text{tn} / (\text{m}^2 * 288000 \text{ tn} + 40 \text{ tn/m}^2 * B^2) = 1,5 \rightarrow 96 \text{ tn/m}^2 * B^2 = 288000 \text{ tn/m} * \text{m} * 1,5 + 40 \text{ tn/m}^2 * B^2 * 1,5$$

$$96 \text{ tn/m}^2 * B^2 = 432000 \text{ tn} + 60 \text{ tn/m}^2 * B^2 \rightarrow 96 * B^2 - 60 * B^2 = 432000 \text{ m}^2$$

$$36 * B^2 = 432060 \text{ m}^2 \rightarrow B = \sqrt{(432060 / 36)} \rightarrow B = 109,54 \text{ m}$$

Se adopta el B mayor $\rightarrow B = 114,28 \text{ m}$

$$\rightarrow \text{Volumen unitario de la presa} = 114,28 \text{ m} * 120 \text{ m} * 1 \text{ m} / 2 = 6856,8 \text{ m}^3$$

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:

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

$$\Sigma H = P_{wh} = 1/2 * (\delta \text{ agua}) * H^2 = 1/2 * 1 \text{ tn/m}^3 * 120^2 \text{ m}^2 = 7200 \text{ tn/m}$$

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

$$\Sigma V = B * 120 \text{ m} / 2 * 2,4 \text{ tn/m}^3 + B * 120 \text{ m} / 2 * 1 \text{ tn/m}^3 - 1 \text{ tn/m}^3 * B * 120 \text{ m} / 2 \rightarrow$$

$$\rightarrow B * 144 \text{ tn/m}^2 + B * 60 \text{ tn/m}^2 - B * 60 \text{ tn/m}^2$$

$$\Sigma H / \Sigma V = (7200 \text{ tn/m}) / (B * 144 \text{ tn/m}^2) = 50 \text{ m} / B = 0,75 \rightarrow B = 50 \text{ m} / 0,75 = 66,67 \text{ m}$$

2) Condición de no vuelco:

50

$$\Sigma M \text{ estabilizante} = P_m * 3/8 * B + P_{wv} * 2/3 * B = B * 120 \text{ m} / 2 * 2,4 \text{ tn/m}^3 / 3 * B + B * 120 \text{ m} / 2 * 1 \text{ tn/m}^3 * 2/3 * B \rightarrow$$

$$\rightarrow 48 * B^2 * \text{tn/m}^2 + 40 * B^2 * \text{tn/m}^2 = 88 \text{ tn/m}^2 * B^2$$

$$\Sigma M \text{ desestabilizante} = P_{wh} * 40 \text{ m} + P_u * 2/3 * B = 1/2 * 1 \text{ tn/m}^3 * 120^2 \text{ m}^2 * 40 \text{ m} + 1 \text{ tn/m}^3 * B^2 * 120 \text{ m} / 2 * 2/3 \rightarrow$$

$$\rightarrow 288000 \text{ tn} * \text{m} / \text{m} + 40 \text{ tn/m}^2 * B^2$$

$$\Sigma M \text{ estabilizante} / \Sigma M \text{ desestabilizante} = 1,5 \rightarrow (88 \text{ tn/m}^2 * B^2) / (288000 \text{ tn} * \text{m} / \text{m} + 40 \text{ tn/m}^2 * B^2) = 1,5$$

$$88 \text{ tn/m}^2 * B^2 = 432000 \text{ tn} * \text{m} / \text{m} + 60 \text{ tn/m}^2 * B^2$$

$$88 \text{ tn/m}^2 * B^2 - 60 \text{ tn/m}^2 * B^2 = 432000 \text{ tn}$$

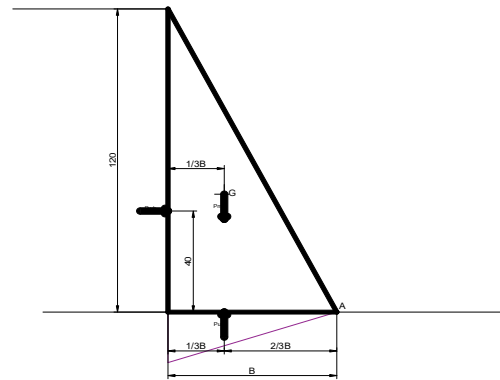
28

$$28 \text{ tn/m}^2 * B^2 = 432000 \text{ tn} \rightarrow B = \sqrt{(432000 \text{ tn} * \text{m}^2 / 28 \text{ tn})} = 124,21 \text{ m}$$

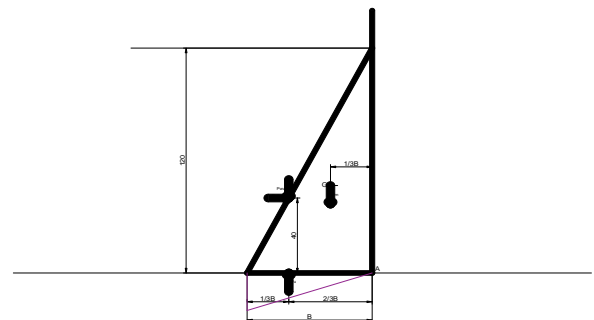
Se adopta el B mayor $\rightarrow B = 124,21 \text{ m}$

$$\rightarrow \text{Volumen unitario de la presa} = 124,21 \text{ m} * 120 \text{ m} * 1 \text{ m} / 2 = 7452,60 \text{ m}^3$$

A) SECCIÓN TRIANGULAR CON PARAMENTO DE AGUAS ARRIBA VERTICAL



B) SECCIÓN TRIANGULAR CON TALUDES INVERTIDOS EN RELACIÓN CON EL CASO ANTERIOR



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:

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

$$\Sigma H = P_{wh} = 1/2 * (6 \text{ agua}) * H^2 = 1/2 * 1 \text{tn/m}^3 * 120^2 \text{m}^2 = 7200 \text{tn/m}$$

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

$$\rightarrow 288 \text{tn/m}^2 - 60 \text{tn/m}^2 * B = 228 \text{tn/m}^2 * B$$

$$\Sigma H / \Sigma V = (7200 \text{tn/m}) / (228 \text{tn/m}^2 * B) = 0,75 \rightarrow B = 7200 \text{tn} * \text{m}^2 / (0,75 * 228 \text{m}^2 * \text{tn}) = 42,10 \text{m}$$

2) Condición de no vuelco:

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

$$\Sigma M \text{ estabilizante} = P_m * B / 2 = B * 120 \text{m} * 2,4 \text{tn/m}^3 * B / 2 = 144 \text{tn/m}^2 * B^2$$

$$\Sigma M \text{ desestabilizante} = P_{wh} * 40 \text{m} + P_u * 2/3 * B \rightarrow$$

$$\rightarrow 1/2 * 1 \text{tn/m}^3 * 120^2 \text{m}^2 * 40 \text{m} + 1 \text{tn/m}^3 * B * 120 \text{m} / 2 * 2/3 * B \rightarrow$$

$$\rightarrow 288000 \text{tn} * \text{m} / \text{m} + 40 \text{tn/m}^2 * B^2 \rightarrow$$

$$\Sigma M \text{ estabilizante} / \Sigma M \text{ desestabilizante} = (144 \text{tn/m}^2 * B^2) / (288000 \text{tn} * \text{m} / \text{m} + 40 \text{tn/m}^2 * B^2) = 1,5$$

$$144 \text{tn} * B^2 = 432000 \text{tn} * \text{m}^2 + 60 \text{tn} * B$$

$$144 \text{tn} * B^2 - 60 \text{tn} * B^2 = 432000 \text{tn} * \text{m}^2$$

$$84 \text{tn} * B^2 = 432000 \text{tn} * \text{m}^2 \rightarrow B = \sqrt{(432000 \text{m}^2 / 84)} = 71,71 \text{m}$$

Se adopta el B mayor $\rightarrow B = 71,71 \text{m}$

$$\rightarrow \text{Volúmen unitario de la presa} = 71,71 \text{m} * 120 \text{m} * 1 \text{m} = 8605,20 \text{m}^3$$

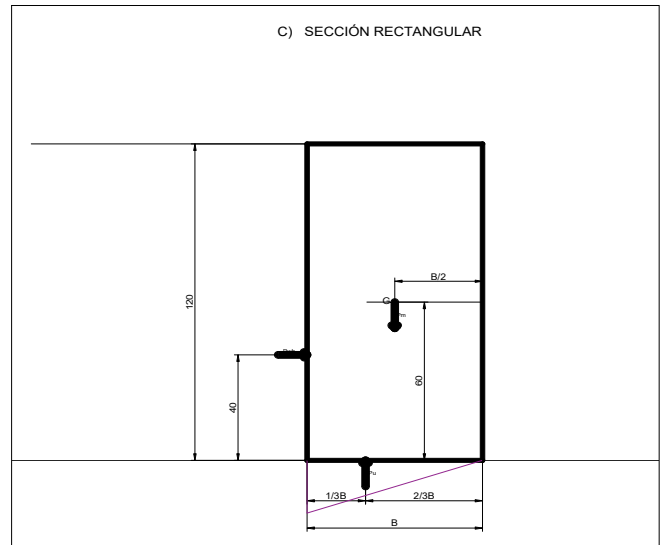
Conclusión:

$$\text{Volúmen a)} = 6856,8 \text{m}^3$$

$$\text{Volúmen b)} = 7452,60 \text{m}^3$$

$$\text{Volúmen c)} = 8605,20 \text{m}^3$$

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



OBRAS HIDRÁULICAS

TRABAJO PRÁCTICO N° 7

TEMA: ESTABILIDAD DE PRESAS

AÑO: 2024

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 20%. Conforme a ello verificar dos posibles soluciones:

- Determinar la altura de un posible espaldón soporte aguas abajo para verificar la nueva condición de estabilidad;
- Determinar cual sería 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 5m de distancia entre centros.

a) Determinación de un posible espaldón soporte aguas abajo:

Se incrementa el factor de seguridad al vuelco en un 20%:

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:

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

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

$$A_2=0$$

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

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

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

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

$$W_f = \gamma_r \times (A_1 + A_2) = 20\text{KN/m}^3 (337,5\text{m}^2 + 0\text{m}^2) = 6750\text{KN/m}$$

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

$$W_f \geq (3,6 \times (\Sigma H - P_d) / \tan \phi) - \Sigma H$$

$$6750\text{KN/m} \geq (3,6 \times (11431,77\text{KN/m} - 5400\text{KN/m}) / 0,7) - 30627\text{KN/m} = 393,53\text{KN/m}$$

verifica

$$(\Sigma e + (w_f \times d_w) + (P_d \times d_p)) / \Sigma m_d \geq F_0 (\text{CFN}) \times 1,2 = 1,8$$

$$W_f \geq ((1,8 \times \Sigma m_d) - \Sigma e - (P_d \times d_p)) / d_w$$

$$6750\text{KN/m} \geq ((1,8 \times 473517,73\text{KN/m} \cdot \text{m}) - 1073644,5\text{KN/m} \cdot \text{m} - (5400\text{KN/m} \times 10\text{m})) / 7,5\text{m} = -36708,34\text{KN/m}$$

verifica

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

b) Cálculo de la fuerza de pretensado para mejorar la seguridad en 20%

$$(\Sigma V + P_p) \times \tan \phi / \Sigma H \geq F_0 (\text{CFN}) \times 1,2$$

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

$$P_p \geq ((3,6 \times 11431,77\text{KN/m}) / 0,7) - 30627\text{KN/m} = 28164,96\text{KN/m}$$

Si se considera una separación de 5m, cada tensor debe aportar 5 veces el valor calculado:

$$P_T = P_p \times 5 = 140824,8\text{KN/m}$$

