CTB2410

Vloeistofmechanica

Tentamenbundel Civiele Techniek

Het Gezelschap "Practische Studie"



LET OP! EEN REPRODUCERENDE
LEERSTIJL IS SCHADELIJK VOOR
DE ACADEMISCHE VORMING



Juni 2014
Augustus 2014
Juni 2015
Augustus 2015
Juni 2016
Augustus 2016

Vul dit schema in om een overzicht te hebben van welke onderwerpen van het vak al goed gaan en welke je nog moet oefenen

	Juni 2014		Augustus 2014		Juni 2015		Augustus 2015		Juni 2016		Augustus 2016	
Vraag	Onderwerp	Goed?	Onderwerp	Goed?	Onderwerp	Goed?	Onderwerp	Goed?	Onderwerp	Goed?	Onderwerp	Goed?
1												
2												
3												
4												
5												

Waterbouwkunde
CTB2410

Tentamens en uitwerkingen van 2014, 2015 en 2016

Uitgewerkte tentamens zijn bedoeld om (1) u een indruk te geven van hoe een tentamen eruit ziet en (2) u te helpen nagaan of u de stof in voldoende mate beheerst. Uitgewerkte tentamens zijn geen middel om de stof te bestuderen en komen dus niet in de plaats van dictaat, colleges en/of collegedrama.

Van het oude vak CT2320 zijn veel oude, uitgewerkte tentamens in omloop. Gebruik daarvan kan verwarrend zijn omdat het oude vak niet identiek is aan het nieuwe en omdat in overlappende delen diverse wijzigingen en herzieningen zijn aangebracht. Bij tentamens CTB2410 zal beantwoording van vragen op basis van verouderde stof niet goed worden gerekend. Gebruik van andere oude tentamens dan de exemplaren die hier worden aangeboden, wordt daarom stellig ontraden. Voorts is veel materiaal over dit vak dat op www.studeersnel.nl wordt aangeboden verouderd, onvolledig en/of onjuist.

Hoewel aan de uitwerking van elk tentamen veel zorg is besteed, kan niet volledig worden uitgesloten dat er onjuistheden in zijn geslopen. Bekijk de uitwerkingen daarom kritisch. De docent houdt zich aanbevolen voor suggesties en opmerkingen. Aan uitgewerkte tentamens kunnen nooit rechten worden ontleend, ook niet met betrekking tot de beoordeling van uw werk.

TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

vrijdag 27 juni 2014, 14:00 – 17:00

TENTAMEN INLEIDING WATERBOUWKUNDE CT2320

vrijdag 27 juni 2014, 14:00 – 17:00

Met ingang van het academisch jaar 2013-2014 is het BSc curriculum van CT gewijzigd. Het vak CT2320 uit het oude curriculum is daarbij komen te vervallen. Daarvoor in de plaats is CTB2410 gekomen. Dit tentamen is het eerste voor CTB2410 en tevens de laatste herkansing voor CT2320. Alle vragen van dit tentamen gelden voor beide vakcodes. Het maakt dus niet uit onder welke code u zich heeft ingeschreven.

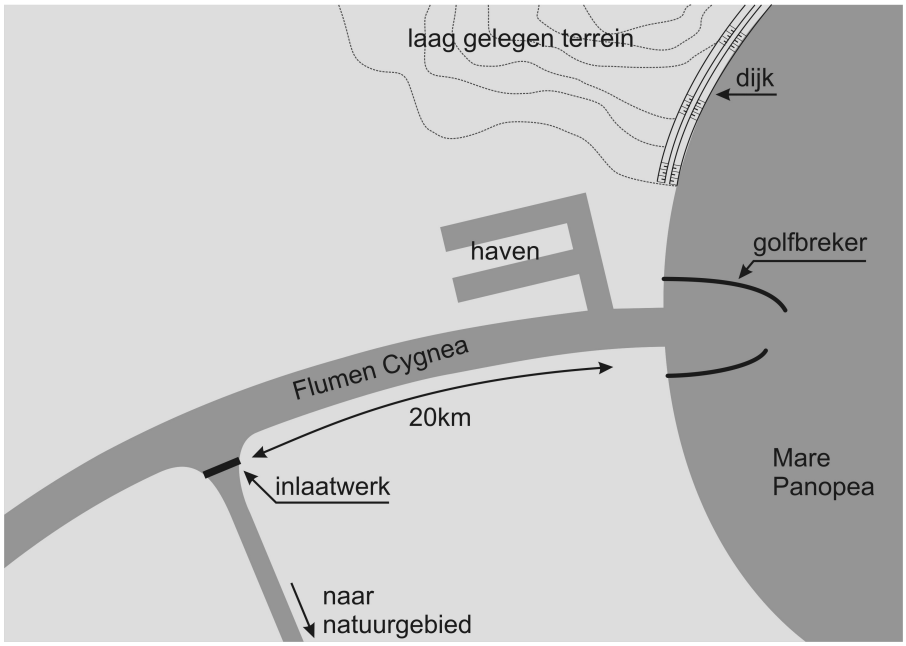
Algemene gegevens

- versnelling van de zwaartekracht $g = 9{,}81$ N/kg
- massadichtheid van zout water $\rho_{zout} = 1025$ kg/m^3
- massadichtheid van zoet water $\rho_{zoet} = 1000$ kg/m^3
- massadichtheid van gewapend beton $\rho_{beton} = 2400$ kg/m^3
- massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven) $\rho_{steen} = 2650$ kg/m^3
- massadichtheid zand $\rho_{zand} = 2650$ kg/m^3
- schadefactor $k_d = 3$
- kinematische viscositeit $\nu = 10^{-6}$ m^2/s
- wrijvingscoëfficiënt voor wind $c_W = 4 \cdot 10^{-6}$
- ruwheid van het rivierbed $k_s = 0.056$ m
- korreldiameter grof zand $D = 400$ μm
- hoek van inwendige wrijving (grof zand) $\varphi = 30°$
- hoek van inwendige wrijving (stortsteen) $\varphi = 40°$
- coëfficiënt van Bligh voor grof zand $C_B = 12$
- coëfficiënt van Lane voor grof zand $C_L = 5$
- coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton $f = 0.5$

Dit tentamen gaat over de benedenloop van een fictieve rivier. Daarvan wordt eerst een beschrijving gegeven. Vervolgens worden over specifieke waterbouwkundige aspecten vragen gesteld.
Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben het zelfde gewicht en tellen gelijk mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.
Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat.
Geef bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen steeds duidelijk aan hoe u tot uw antwoord bent gekomen. Een getal alleen volstaat nooit.

Beschrijving (10 minuten)
De benedenloop van de rivier Flumen Cygnea staat bekend om de zoetwatermossels die er in groten getale voorkomen. De rivier mondt uit in een baai in het kustgebied van Mare Panopea die, zoals de naam verraadt, ook rijk is aan mossels, maar dan van een andere soort. Nabij de monding van de rivier is een haven (zie figuur 1) die voornamelijk wordt gebruikt voor overslag

van goederen van kustvaarders naar binnenvaartschepen. Grotere schepen dan kustvaarders kan de haven niet accommoderen vanwege de beperkte waterdiepte. De monding van de rivier, tevens de ingang van de haven, is beschermd met stortstenen golfbrekers.
Omdat een natuurgebied ten zuiden van de rivier (dat is naar beneden in figuur 1) dreigt te verdrogen, overweegt men om een deel van de afvoer van de rivier naar dit gebied af te leiden. Het voornemen is om het natuurgebied via een kanaal met de rivier te verbinden en bij de aansluiting een inlaatwerk te construeren. De beoogde situatie is in figuur 1 aangegeven. De aansluiting komt ongeveer 20km bovenstrooms van de riviermond te liggen.
Ten noorden van de rivier ligt het restant van een oude getij-inlaat die in de loop der jaren is verzand. Dit gebied ligt betrekkelijk laag en is daardoor gevoelig voor overstroming. Om daaraan tegemoet te komen, is langs de kust van dit gebied een dijk aangelegd.



Figuur 1: Schematische kaart van het gebied rond de benedenloop van de rivier Flumen Cygnea

De Flumen Cygnea ligt op de grens van tropen en subtropen. Het lokale klimaat kent twee seizoenen. In het ene seizoen is sprake van een overheersend aanlandige wind. Dit seizoen wordt gekenmerkt door incidentele, maar heftige stormen en daarbij komen de hoogste waterstanden voor.
In het andere seizoen wijken de waterstanden nauwelijks af van het astronomisch getij, maar is wel sprake van inkomende deining. Het getij is overheersend dubbeldaags met een amplitude van 0,5m.
De ontwerpwaterstand voor de dijk langs het laaggelegen gebied is MSL+1,70m (MSL = *mean sea level*, de lokale referentie). Deze waterstand wordt gemiddeld eens per 5000 jaar overschreden.

opgave 1: Scheepvaart (20 minuten)
Het grootste schip dat de haven kan aandoen is een kustvaarder met een diepgang van 4,35m, een breedte van 14,00m en een lengte van 90,00m. Onder gemiddelde omstandigheden is de waterdiepte in de haven gelijk aan 5,30m. De havenbassins hebben een breedte van 115m en de kademuren zijn vertikaal. Hoewel er in de haven een maximum vaarsnelheid geldt, is er toch wel eens een schipper met haast.

a) Bereken de snelheid van de retourstroom als zo'n haastige schipper met 80% van de grenssnelheid een voorts leeg havenbassin in vaart.

b) Bereken de spiegeldaling die daarbij optreedt.

c) Hoe groot wordt de retourstroomsnelheid als de haastige schipper een even grote tegenligger heeft die met 80% van de grenssnelheid het havenbassin uit vaart?

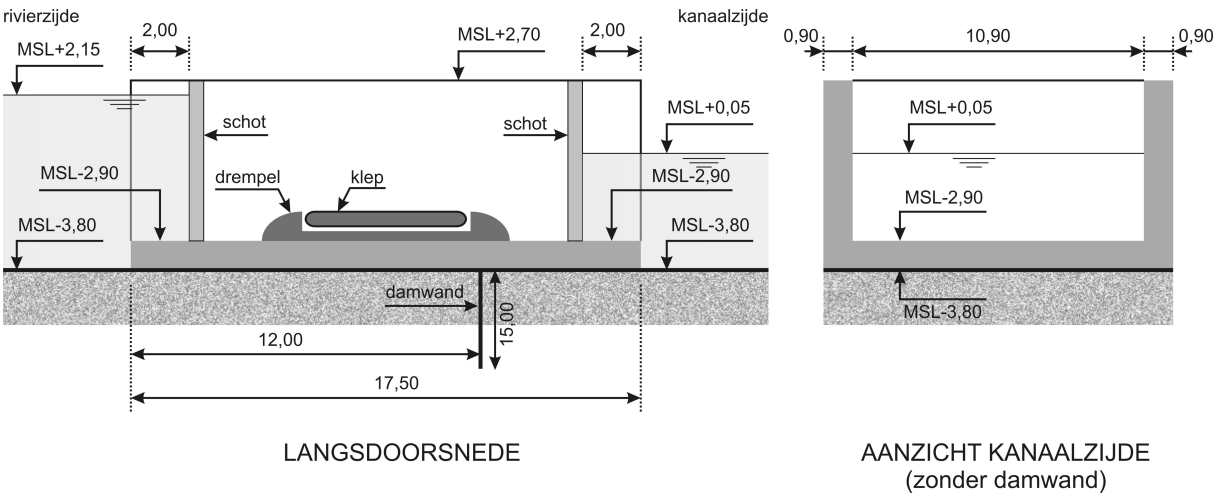
opgave 2: Stabiliteit van een waterkerende constructie (70 minuten)

Bij de beantwoording van deze opgave kunt u gebruik maken van het antwoordblad (delen I en II) dat bij dit tentamen is gevoegd. Vermeld daarop uw naam en studienummer en lever het in samen met uw andere antwoorden.

Om verdroging van het natuurgebied ten zuiden van de monding van de Flumen Cygnea te voorkomen, is voorgesteld om een substantieel deel van de afvoer van deze rivier af te leiden naar dat natuurgebied. Daartoe moet een kanaal worden aangelegd dat het natuurgebied met de rivier verbindt en in de aansluiting tussen beide moet een inlaatwerk komen. Dit inlaatwerk bestaat uit een reeks van naast elkaar geplaatste regelbare overlaten, van elkaar gescheiden door grondlichamen. In deze opgave beoordelen we de stabiliteit van één zo'n overlaat.

Elke overlaat bestaat uit een op staal gefundeerde, U-vormige betonnen bak. In het midden van de bak wordt op de bodem een drempel geplaatst waarin een klep is ondergebracht die in hoogte kan worden versteld. Op deze manier moet de afvoer naar het natuurgebied kunnen worden gereguleerd, afhankelijk van de waterstand op de rivier. Voor onderhoud aan de drempel en de klep kan de bak aan weerszijden worden afgesloten met schotten en vervolgens droog worden gezet. Om onderloopsheid te voorkomen wordt onder en naast de bak een damwandscherm aangebracht. Dit scherm reikt tot 15m onder de onderkant van de vloer van de bak. Het eigen gewicht van de constructie (betonnen bak, drempel, klep en schotten samen) bedraagt 13.100kN. Deze kracht grijpt aan boven het midden van het grondvlak van de constructie.

In figuur 2 is de maatgevende situatie voor het ontwerp voor de U-vormige bak weergegeven. In deze situatie is de bak drooggezet voor onderhoud. De klep is neergelaten tot in de drempel. De waterstand aan de zijde van het natuurgebied (kanaalzijde in figuur 2) is gelijk aan MSL+0,05m. Tegelijkertijd treedt aan rivierzijde door storm op de Mare Panopea een verhoging van de waterstand op tot MSL+2,15m.



Figuur 2: Langsdoorsnede en aanzicht van het inlaatwerk.

a) In de onderdelen b), c) en d) van deze tweede opgave inventariseren we de belastingen op de constructie en gaan we na welke momenten deze belastingen teweegbrengen. Daartoe is het nodig om vooraf een punt te kiezen waarom deze momenten worden bepaald. Omschrijf welk punt u daarvoor kiest en geef dit punt aan in de schets van de langsdoorsnede van de constructie op antwoordblad I.

b) Bepaal de horizontale, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad II. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave b) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.

c) Bepaal de neerwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad II. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave b) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.

d) Bereken het verloop van de opwaartse waterdruk langs het grondvlak van de constructie en teken dit verloop op antwoordblad I. Bereken tevens de resultante van deze opwaartse druk en het bijbehorende moment om het punt dat u in opgave a) heeft gekozen. In plaats van één resultante kunt u desgewenst het berekende verloop van de opwaartse waterdruk verdelen in makkelijk hanteerbare onderdelen en voor elk van die onderdelen een afzonderlijke resultante bepalen.

e) Kwantificeer de veiligheid tegen afschuiven van de constructie onder de gegeven maatgevende condities (ga uit van $\delta = \varphi$)

f) Beoordeel kwantitatief het gevaar op kantelen van de constructie.

g) Bereken het verloop van de korrelspanning onder de constructie en schets het berekende verloop op het antwoordblad I. Geef in die schets extreme spanningen aan.

h) Welke faalmechanismen doen zich volgens u voor als tijdens onderhoud (dus onder de gegeven maatgevende condities) de drempel en de klep tijdelijk uit de betonnen bak worden verwijderd? Het eigen gewicht van drempel en klep samen bedraagt 2500 kN en deze kracht grijpt aan boven het midden van het grondvlak van de bak. Onderbouw uw antwoord kwantitatief (dus met getallen).
HINT: ga voor dit onderdeel niet de hele som opnieuw maken; dat is nergens voor nodig.

opgave 3: Riviermorfologie (40 minuten)
Als het inlaatwerk daadwerkelijk wordt gebouwd, zal een substantieel deel van de afvoer van de Flumen Cygnea naar het natuurgebied worden afgeleid. In deze opgave beoordelen we de uiteindelijke morfologische gevolgen van deze ingreep. Daarbij gaan we uit van enigszins geschematiseerde omstandigheden. Zo veronderstellen we dat de Chézy ruwheid van de rivier na aanleg van het inlaatwerk hetzelfde is als voor die tijd. Voorts is het bulk sedimenttransport in de rivier evenredig met bu^4 (u is de stroomsnelheid, b de breedte van de rivier). De bijbehorende evenredigheidsconstante verandert niet door aanleg van het inlaatwerk. Tot slot kijken we alleen naar gemiddelde omstandigheden. Effecten van getij laten we buiten beschouwing en we gaan uit van een waterstand op zee gelijk aan MSL.

In de oorspronkelijke situatie (dus zonder inlaatwerk) is de gemiddelde rivierafvoer Q = 750m^3/s, de breedte overal 500m, de waterdiepte 5,30m en het verhang 0,5x10^{-5}.

In de nieuwe situatie wordt 20km bovenstrooms van de monding van de rivier via het inlaatwerk 120m^3/s aan de rivierafvoer onttrokken. Bovenstrooms van de inlaat blijft de afvoer zodoende 750m^3/s, maar benedenstrooms daarvan is de afvoer gereduceerd tot 630m^3/s. Omdat sedimenttransport in de rivier vrijwel volledig is geconcentreerd bij de bodem en via het inlaatwerk water vanuit het bovenste deel van de waterkolom wordt afgetapt, blijft al het sediment in de rivier. Het inlaatwerk laat dus alleen water door en geen sediment.

a) Hoe groot is de Chézy ruwheid van de rivier?

Door het onttrekken van een deel van de afvoer wordt het oorspronkelijke morfologisch evenwicht van de rivier verstoord en zal zich, na verloop van tijd, een nieuw evenwicht instellen (waarbij het totale sedimenttransport overal in de rivier gelijk is aan wat het voor aanleg van het inlaatwerk was). De breedte van de rivier verandert niet.

b) Hoe groot zijn waterdiepte en verhang bij dat nieuwe evenwicht in het traject tussen inlaatwerk en monding?

c) Maak een schets van de langsdoorsnede van de rivier voor het traject tussen monding en enkele kilometers bovenstrooms van het inlaatwerk. Geef daarin het verloop van waterstand en bodemligging aan en vermeld waterdieptes en verhangen. Als u bij b) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van h=4,00m en i=0,7x10^{-5}.

d) Om consequenties voor de waterdiepte bij de haven te compenseren, overweegt men een aanpassing van de breedte van de rivier over een afstand van 10km direct benedenstrooms van het inlaatwerk (dus tussen inlaatwerk en halverwege de monding). Beredeneer waarom deze overweging wel of niet zinvol is.

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

opgave 4: Statistiek (40 minuten)
De dijk langs het laaggelegen gebied is bestand tegen een golfhoogte H = 3,5m. Deze golfhoogte wordt gemiddeld eens per 5000 jaar overschreden. De kans P_H dat een golfhoogte H tijdens een willekeurige storm wordt overschreden, wordt gegeven door

$$P_H = \exp\left(-\left(\frac{H-1,5}{0,29}\right)^{1,2}\right)$$

a) Hoe groot is de kans dat de ontwerpgolfhoogte H=3,5m tijdens een willekeurige storm wordt overschreden?

b) Hoe groot is de frequentie waarmee stomen zich voordoen (ongeachte de golfhoogte die daarbij optreedt)?

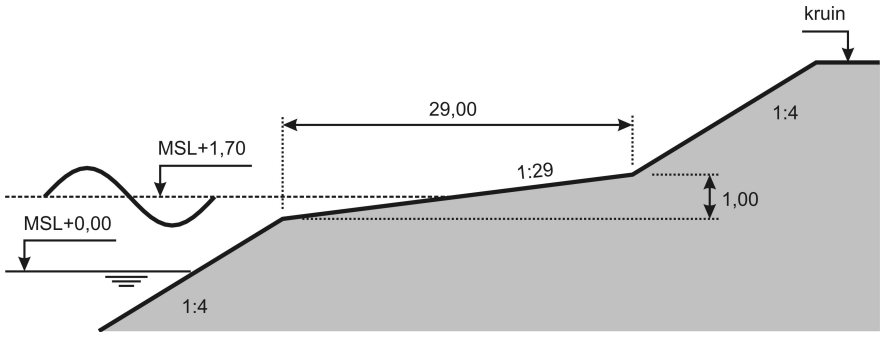
De golfbrekers bij de monding van de rivier zijn ontworpen voor een levensduur van 100 jaar. Een kans van 20% dat een golfbreker tijdens die levensduur ten hoogste één maal ernstige schade oploopt door overschrijding van de ontwerpgolfhoogte, wordt acceptabel geacht.

c) Toon aan dat de frequentie waarmee de ontwerpgolfhoogte van de golfbreker wordt overschreden, gelijk is aan 0,03 per jaar.

d) Hoe groot is de ontwerpgolfhoogte van de golfbreker? Als u bij b) geen antwoord heeft gevonden, ga dan uit van 8 stormen per jaar.

opgave 5: Golfoploop (40 minuten)
De dijk langs de kust van het laaggelegen gebied ten noorden van de monding van de Flumen Cygnea heeft een dwarsdoorsnede als geschetst in figuur 3. De dijk is voorzien van een berm met helling 1:29. De helling van het boven- en benedenbeloop is 1:4. De bekleding van de dijk bestaat uit een betrekkelijke gladde steenzetting waar geen reducerend effect vanuit gaat met betrekking tot golfoploop. Het gemiddeld bermniveau komt overeen met de ontwerpwaterstand van MSL+1,70m.

De maatgevende condities in het stormseizoen kunnen worden gekarakteriseerd door een golfperiode $T_{m-1,0}$ = 8s en een golfhoogte H_{m0} = 3,5m. Deze golven vallen op de dijk in onder een hoek van 30º met de normaal op de dijk. We beoordelen het dwarsprofiel op basis van Nederlandse ontwerprichtlijnen en bepalen de minimaal vereiste kruinhoogte.



Figuur 3: Dwarsdoorsnede van de dijk langs het laaggelegen gebied.

a) Wat is de bermbreedte die volgens Nederlandse ontwerprichtlijnen in rekening mag worden gebracht bij het bepalen van de golfoploop die door 2% van de inkomende golven wordt overschreden?

b) Wat is de minimaal benodigde kruinhoogte (ten opzichte van MSL) als we alleen kijken naar de golfcondities die zich voordoen in het stormseizoen ($T_{m-1,0}$ = 8s en H_{m0} = 3,5m)?

In het seizoen met voornamelijk aflandige wind is geen sprake van een wind-geïnduceerde verhoging van de waterstand. De waterstand wordt vrijwel volledig bepaald door het astronomisch getij met een amplitude van 0,5m. Tegelijkertijd komt loodrecht invallende deining voor met een golfperiode $T_{m-1,0}$ = 10s en de bijbehorende golfhoogte is H_{m0} = 0,7m.

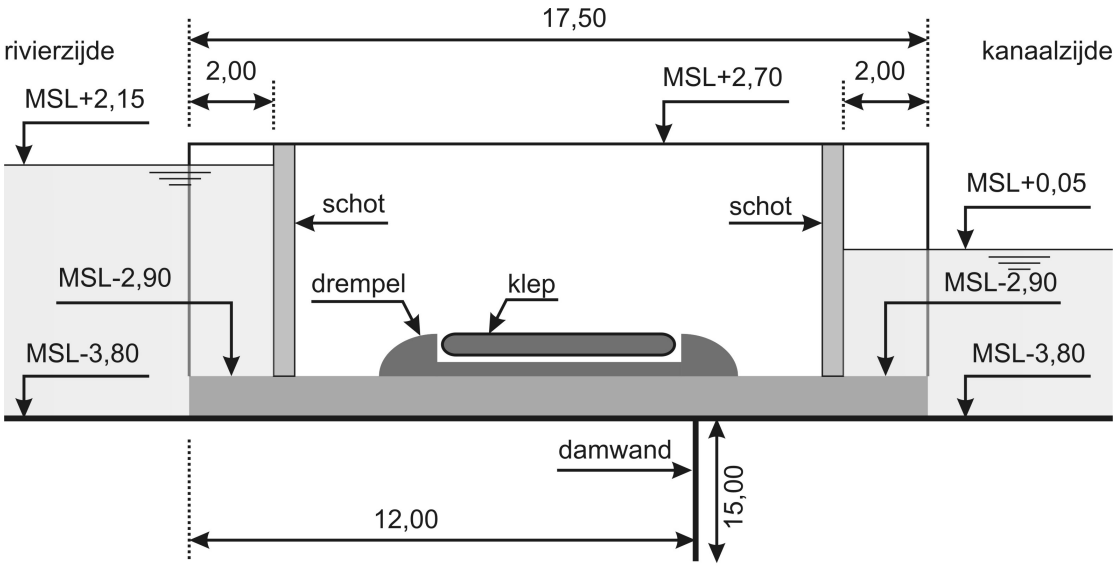
c) Bepaal de minimaal benodigde kruinhoogte voor de golfcondities in het seizoen met aflandige wind.

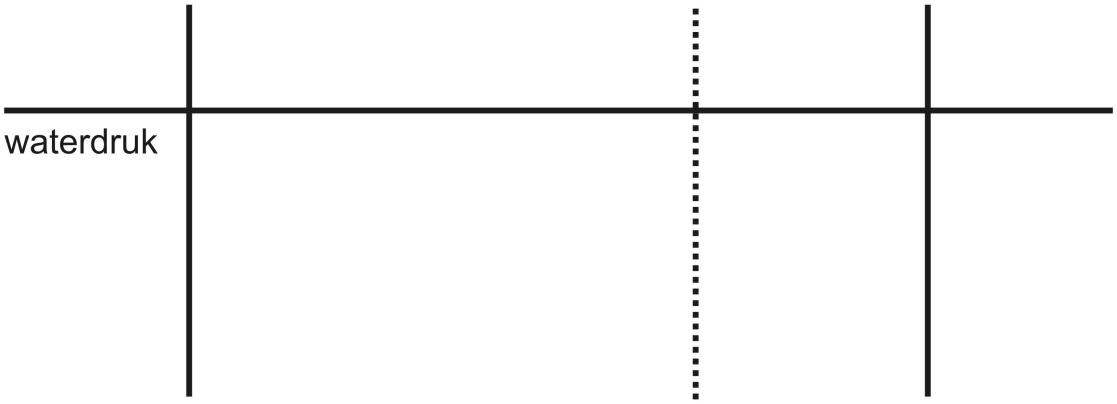
ANTWOORDBLAD I

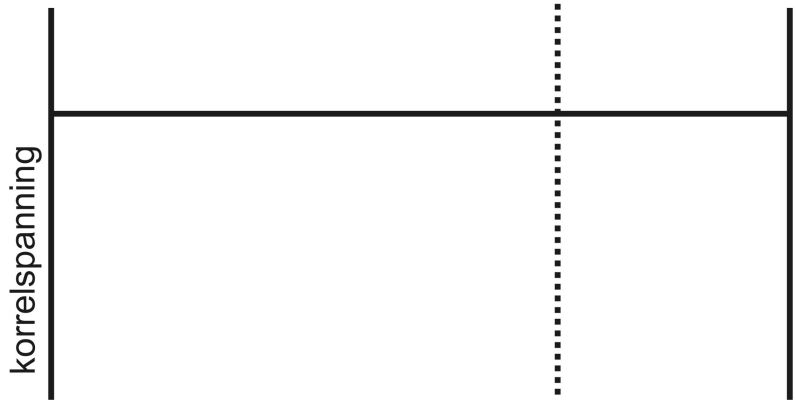
bij het tentamen CTB2410 / CT2320 van 27 juni 2014

naam: _____

studienummer: _____







ANTWOORDBLAD II

bij het tentamen CTB2410 / CT2320 van 27 juni 2014

naam: _____

studienummer: _____

Overzicht van belastingen (gebruik regels voor H en V naar behoeven; er zijn bijvoorbeeld niet per se 4 horizontale belastingen, het kunnen er ook meer of minder zijn)

	kracht [kN]	arm [m]	moment [kNm]
Horizontale belastingen			
H_1			
H_2			
H_3			
H_4			
Vertikale, neerwaartse belastingen			
V_{n1}			
V_{n2}			
V_{n3}			
V_{n4}			
V_{n5}			
V_{n6}			
Vertikale, opwaartse belastingen			
V_{o1}			
V_{o2}			
V_{o3}			
V_{o4}			
V_{o5}			
V_{o6}			

UITWERKING

opgave 1: Scheepvaart

onderdeel (a)
Om de snelheid van de retourstroom te bepalen, maken we gebruik van het diagram van Schijf. Dat kan op twee manieren. Beide beginnen met het bepalen van het quotiënt A_s/A_c. Met

nat oppervlak van het grootspant van het schip: $A_s = 4{,}35\text{m} * 14{,}00\text{m} = 60{,}9\text{m}^2$
nat oppervlak van de dwarsdoorsnede van het bassin: $A_c = 5{,}30\text{m} * 115{,}00\text{m} = 609{,}5\text{m}^2$

is $A_s/A_c = 0{,}10$. Voor deze waarde valt in het diagram voor de grenssnelheid u_{grens} af te lezen dat

$$\frac{u_{grens}}{\sqrt{gh_{gem}}} = 0{,}623$$

waarbij h_{gem} de gemiddelde waterdiepte in de dwarsdoorsnede van het bassin is. Omdat het om een rechthoekige dwarsdoorsnede gaat, is in dit geval $h_{gem} = 5{,}30\text{m}$.

Bij 80% van de grenssnelheid is

$$0{,}8\frac{u_{grens}}{\sqrt{gh_{gem}}} = 0{,}498$$

Vervolgens zoeken we op de kromme voor $A_s/A_c = 0{,}10$ het punt waarvan de horizontale coördinaat gelijk is aan 0,497. Dit punt is tevens het snijpunt van de kromme voor $A_s/A_c = 0{,}10$ en die voor $0{,}80u_{grens}$. Direct opzoeken van dit snijpunt is de tweede manier om het diagram van Schijf te gebruiken. De vertikale coördinaat van dit snijpunt levert de gevraagde snelheid van de retourstroom:

$$\frac{u_r}{\sqrt{gh_{gem}}} = 0{,}085$$

zodat, met $\sqrt{(gh_{gem})} = 7{,}21\text{m/s}$, $u_r = 0{,}61\text{m/s}$.

Een alternatieve aanpak gaat uit van de vergelijkingen die aan het diagram van Schijf ten grondslag liggen. Daarbij bepalen we eerste de grenssnelheid u_{grens} uit

$$\frac{A_s}{A_c} = 1 + \frac{1}{2}\left(\frac{u_{grens}}{\sqrt{gh_{gem}}}\right)^2 - \frac{3}{2}\left(\frac{u_{grens}}{\sqrt{gh_{gem}}}\right)^{2/3}$$

(iteratief, al of niet met behulp van een grafische rekenmachine). Dit levert $u_{grens}/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}623$, zodat we voor de snelheid u van het schip vinden dat $u/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}8\ u_{grens}/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}498$. Dit is een parameter in de derdegraads vergelijking

$$\left(\frac{u+u_r}{\sqrt{gh_{gem}}}\right)^3 - 2\left(1-\frac{A_s}{A_c}+\frac{1}{2}\left(\frac{u}{\sqrt{gh_{gem}}}\right)^2\right)\frac{u+u_r}{\sqrt{gh_{gem}}}+2\frac{u}{\sqrt{gh_{gem}}}=0$$

waaruit $(u+u_r)/\sqrt{(gh_{gem})}$ kan worden opgelost (bijvoorbeeld met een grafische rekenmachine). Het resultaat is $(u+u_r)/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}584$. Hiermee volgt dat $u_r/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}584 - u/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}584 - 0{,}498 = 0{,}086$, zodat $u_r = 0{,}086\ \sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}62$m/s.

onderdeel (b)
De bijbehorende spiegeldaling z kan worden afgelezen in het diagram van Schijf. Daar vinden we bij het snijpunt van de krommen voor $A_s/A_c = 0{,}10$ en $0{,}80u_{grens}$ dat $z/h_{gem} = 0{,}046$, zodat $z = 0{,}24$m.

Het is ook mogelijk z te bepalen uit

$$z = \frac{\left(u+u_r\right)^2 - u^2}{2g}$$

waarbij $u = 0{,}498\ \sqrt{(gh_{gem})} = 3{,}59$m/s en $u_r = 0{,}62$m/s. Met deze snelheden vinden we $z = 0{,}24$m.

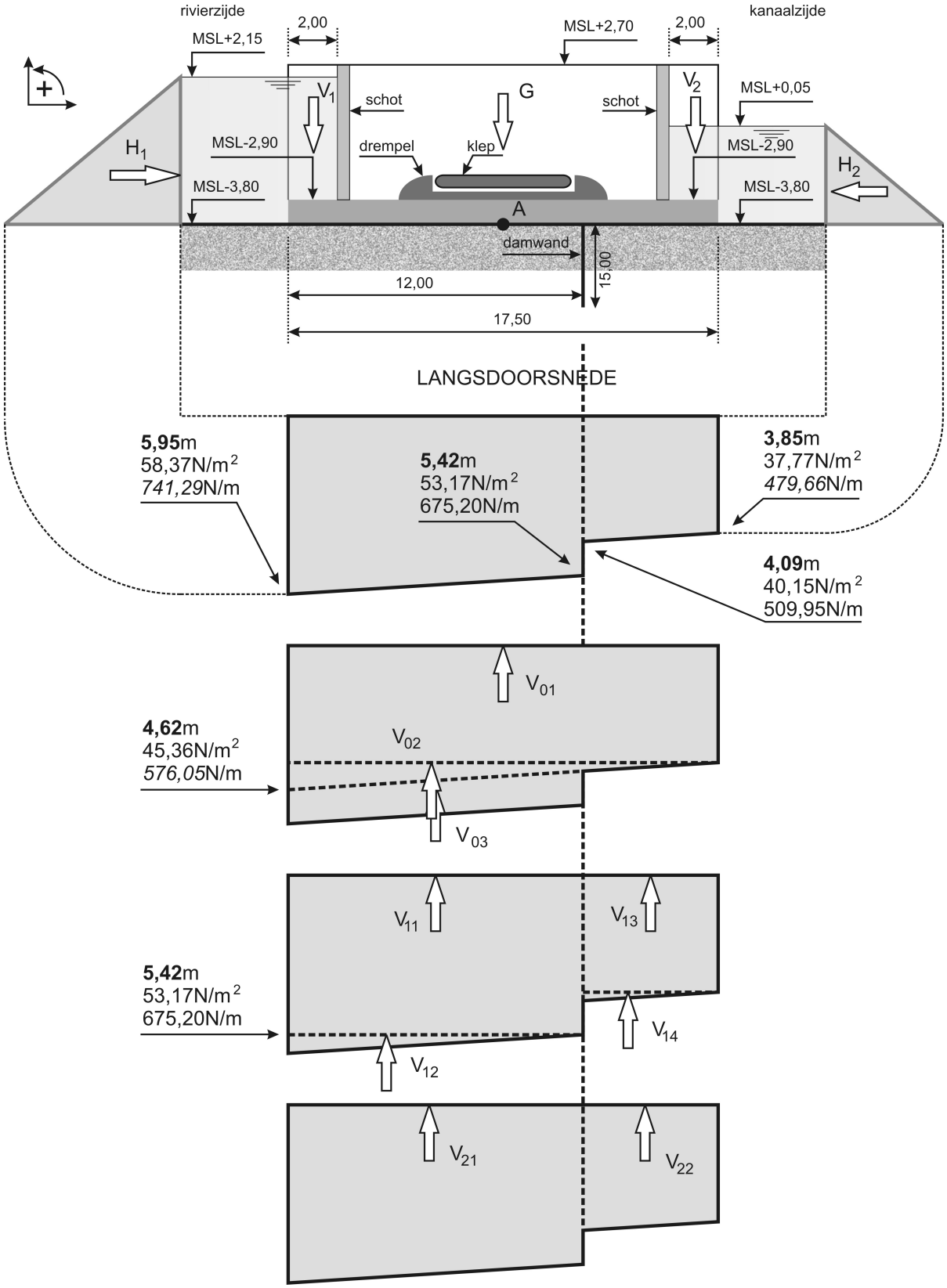
onderdeel (c)
Als twee identieke schepen die precies even snel maar in tegengestelde richting varen, elkaar passeren, zal direct rond beide schepen zeker een retourstroom optreden. Gemiddeld over de totale dwarsdoorsnede van het bassin is deze snelheid van deze retourstromen gelijk aan nul.

opgave 2: Stabiliteit

onderdelen (a,b,c,d)
In deze uitwerking zijn momenten bepaald om het midden van het grondvlak van de constructie. Een overzicht van belastingen inclusief het eigen gewicht is gegeven in onderstaande tabel en figuur. De V_{op} in de tabel is de resultante van de opwaartse waterdruk. Het verloop van die druk is geschetst in de figuur en daarbij zijn drie manieren gegeven om dat verloop te splitsen in delen waarmee de resultante kan worden bepaald.

	kracht [kN]	kracht p.e.v.b. [kN/m]	arm [m]		moment [kNm]	moment p.e.v.b. [kNm/m]
Horizontaal						
H_1	2205,35	173,65	1,98		-4373,94	-344,40
H_2	-923,35	-72,70	1,28		1184,96	93,30
∑H	1282,00	100,94				
Vertikaal						
V_1	-1079,98	-85,04	7,75		8369,87	659,04
V_2	-630,88	-49,86	7,75		-4889,33	-384,99
G	-13100,00	-1031,50	0,00		0,00	0,00
V_{op}	11220,37	883,49	0,71		-7912,95	-623,07
∑V	-4590,49	-282,72		∑M	-7621,39	-600,11

p.e.v.b. = per eenheid van breedte



Verloop van de waterspanning onder de constructie en drie manieren om dat verloop op te splitsen in betrekkelijk makkelijk hanteerbare delen. Tevens is het punt aangegeven ten opzichte waarvan evenwicht van momenten is bepaald (punt A; zie onderdeel a) van deze opgave).

De geschetste drie manieren om het verloop van de waterdruk in betrekkelijk makkelijk hanteerbare delen te splitsen, is uitgewerkt in onderstaande tabel.

	kracht [kN]	kracht p.e.v.b. [kN/m]	arm [m]	moment [kNm]	moment p.e.v.b. [kNm/m]
eerste methode					
V_{01}	8394,05	660,95	0,00	0,00	0,00
V_{02}	843,42	66,41	2,92	-2459,98	-193,70
V_{03}	1982,90	156,13	2,75	-5452,98	-429,39
tweede methode					
V_{11}	8102.35	637,98	2,75	-22281,47	-1754,45
V_{12}	396,58	31,23	4,75	-1883,76	148,33
V_{13}	2638,13	207,73	6,00	15828,78	1246,36
V_{14}	83,31	6,56	5,08	423,49	33,35
derde methode					
V_{21}	8489,93	669,21	2,84	-24165,22	-1902,77
V_{22}	2721,44	214,29	5,97	16252,27	1279,71

p.e.v.b. = per eenheid van breedte

onderdeel (e)

Met $\delta = \varphi$ wordt de veiligheid γ tegen afschuiven gegeven door

$$\gamma = \frac{\min\left\{f, \tan\varphi\right\}\left|\sum V\right|}{\left|\sum H\right|}$$

waarin f de wrijvingsfactor is voor het grensvlak zand en beton (0,5), en φ is de hoek van inwendige wrijving van zand (30°). Met $\sum$H = 1282,00kN en $\sum$V = -4590,49kN (negatief, dus neerwaarts gericht: de constructie drijft niet op) is γ = 1,79. Dat is ruim groter dan 1 en dus is er geen gevaar voor afschuiven.

onderdeel (f)

Er is sprake van kantelen als ergens langs het grensvlak van constructie en ondergrond een trekspanning nodig is om evenwicht van vertikale krachten en/of momenten te realiseren. Dit kan worden afgeleid uit het antwoord op onderdeel g) van deze opgave of door berekening van de zogeheten excentriciteit e en te controleren of deze tussen –L/6 en +L/6 ligt (waarin L = de lengte van de constructie, in dit geval 17,50m):

$$-\frac{1}{6}L \le e = \frac{\sum M}{\sum V} \le \frac{1}{6}L$$

Met de gegevens uit het overzicht van belastingen vinden we dat e = 1,66m. Omdat L/6 = 2,92m is kennelijk aan bovenstaande eis voldaan, zodat geen sprake is van kantelen.

In plaats van bovenstaande eis wordt ook wel

$$|e| = \left|\frac{\sum M}{\sum V}\right| \leq \frac{1}{6}L$$

gebruikt. Dat is identiek. Absoluut niet juist is

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} \leq \frac{1}{6}L$$

want dat is slechts een halve controle: het laat ten onrechte e < -L/6 toe.

onderdeel (g)

We nemen aan dat de korrelspanning onder de constructie lineair verloopt en we gaan uit van evenwicht van vertikale krachten en momenten. Uit deze twee evenwichten bepalen we de korrelspanningen aan beide uiteinden van de constructie. Omdat we momenten van belastingen om het middel van het grondvlak van de constructie hebben berekend, volgen deze uiterste spanningen σ uit

$$\sigma = \frac{1}{BL}\sum V \pm \frac{1}{W}\sum M$$

waarin B de breedte van de constructie (12,00m), L de lengte (17,50m) en W is het weerstandsmoment van het grondvlak ($BL^2/6 = 612{,}50m^3$). Hiermee zijn de uiterste spanningen gelijk aan $4{,}40kN/m^2$ en $27{,}91kN/m^2$.

Omdat de som van vertikale belastingen exclusief de korrelspanning neerwaarts is gericht en beide uiterste korrelspanningen het zelfde teken hebben, zijn het drukspanningen.

Het totale moment als gevolg van eigen gewicht en belastingen exclusief de korrelspanning bedraagt -7621,39kNm (zie het overzicht bij onderdelen a t/m d). Dit is negatief en dus rechtsom. Voor evenwicht van momenten moet de korrelspanning een even groot maar tegengesteld gericht moment om het midden van het grondvlak van de constructie leveren. In dat geval vinden we de grootste korrelspanning aan de rechter kant van de constructie ($27{,}91kN/m^2$ aan kanaalzijde) en de kleinste spanning aan rivierzijde ($4{,}40kN/m^2$).

onderdeel (h)

Verwijdering van drempel en klep komt neer op een reductie van het eigen gewicht met 2500kN. Dit heeft geen gevolg voor het moment van alle belastingen exclusief de korrelspanning omdat de werklijn van het eigen gewicht door het punt gaat ten opzichte waarvan in deze uitwerking de momenten zijn bepaald. Het heeft echter wel gevolgen voor $\sum V$. Deze reduceert tot -1590,45kN. Dat is negatief en dus is $\sum V$ neerwaarts gericht. Opdrijven is zodoende niet aan de orde.

Als we de controle op afschuiven herhalen met de gereduceerde $\sum V$, vinden we $\gamma = 0{,}62$. Dat is kleiner dan 1. De constructie schuift dus af.

Met de gereduceerde $\sum V$ vinden we voor de excentriciteit e = 4,79m en dat ligt buiten het interval [-L/6,L/6]. Naast afschuiven is zodoende ook sprake van kantelen.

opgave 3: Riviermorfologie

onderdeel (a)
Met de gegevens die bij deze opgave zijn verstrekt, kan de Chézy ruwheid C op twee manieren worden bepaald. Een daarvan is combinatie van de Chézy-formule met de relatie tussen stroomsnelheid en debiet:

$$\left.\begin{array}{l} u = C\sqrt{hi} \\ u = \dfrac{Q}{bh} \end{array}\right\} \rightarrow \quad C = \left(\frac{Q^2}{b^2 h^3 i} \right)^{1/2}$$

Met b = 500m, h = 5,30m, Q = 750m^3/s en i = 0,5x10^{-5} volgt hieruit dat C = 55 √m/s.

De andere methode is toepassing van de formule van Colebrook:

$$C = 18 \log \frac{12R}{k_s}$$

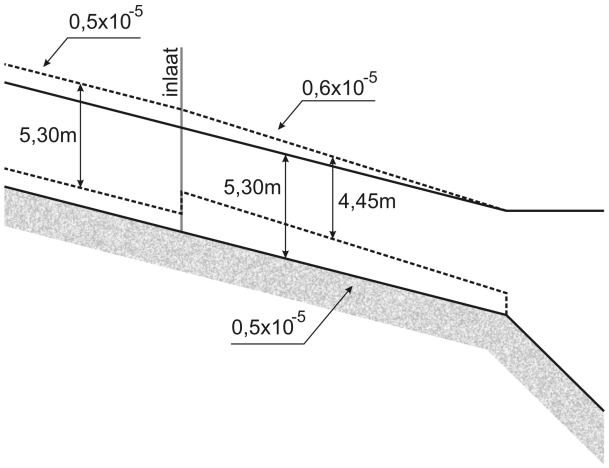
waarin R de hydraulische straal is (ongeveer gelijk aan de waterdiepte h = 5,30m) en k_s de Nikuradse ruwheid van de bodem (k_s = 0,056m; zie algemene gegevens). Ook deze methode levert C = 55 √m/s.

onderdeel (b)
Bij het inlaatwerk wordt wel water aan de rivier onttrokken, maar geen sediment. Dat wil zeggen dat het sedimenttransport in de nieuwe situatie overal in de rivier gelijk moet zijn aan dat in de oude situatie. Omdat het sedimenttransport evenredig is met bu^4 (met b de breedte van de rivier en u de stroomsnelheid) en omdat de breedte b niet verandert, moet de stroomsnelheid u in de nieuwe situatie gelijk zijn aan die in de oude.

Uit Q = bhu volgt dat h = Q/(bu). Omdat bu niet verandert maar Q afneemt met een factor 630/750, moet de waterdiepte h ook afnemen met die factor: $h_{nieuw} = (630/750)h_{oud} = 0{,}84h_{oud}$.

Uit combinatie van u = C√(hi) en zowel u als C gelijk in oude en nieuwe situatie, volgt dat ook √(hi) in beide situaties gelijk moet zijn: $h_{nieuw}i_{nieuw} = h_{oud}i_{oud}$, ofwel $i_{nieuw} = (h_{oud}/h_{nieuw})i_{oud}$. We weten inmiddels dat $h_{oud}/h_{nieuw} = 1/0{,}84 = 1{,}19$, zodat $i_{nieuw} = 1{,}19\ i_{oud}$. Ergo, $h_{nieuw} = 0{,}84 * 5{,}30\text{m} = 4{,}45\text{m}$ en $i_{nieuw} = 1{,}19\ 0{,}5\text{x}10^{-5} = 0{,}6\text{x}10^{-5}$.

onderdeel (c)



De getrokken lijnen geven de oorspronkelijke situatie weer en de gestippelde lijnen het nieuwe morfologische evenwicht dat zich uiteindelijk instelt nadat de inlaat in gebruik is genomen.

onderdeel (d)

Essentieel in de ontwikkeling van een nieuw morfologisch evenwicht is in deze opgave dat de stroomsnelheid gelijk is aan die in de oude situatie. Bij behoud van de breedte wordt dit bereikt door een verondieping. Het is echter ook mogelijk om benedenstrooms van de inlaat de breedte met (in dit geval) een factor 0,84 te reduceren. Ter plaatse van die versmalling verandert de waterdiepte dan niet. Daarmee lijkt de maatregen effectief. Echter, ter plaatse van de haven komt er geen versmalling en dat leidt daar onvermijdelijk tot verondieping. Het plan is dus zinloos.

opgave 4: Statistiek

onderdeel (a)

Invullen van H = 3,5m in de gegeven uitdrukking voor P_H geeft $P_H = 3{,}9\text{x}10^{-5}$.

onderdeel (b)

De kans die we in het voorgaande onderdeel van deze opgave hebben berekend, kunnen we zien als de verhouding van het aantal stormen waarbij H > 3,5m en het totaal aantal stormen. In termen van kansrekening: het aantal successen gedeeld door het totaal aantal. Als we die aantallen stormen betrekken op een duur D, dan kunnen we het aantal stormen met H > 3,5m in duur D uitleggen als de frequentie f van stormen waarin H = 3,5m wordt overschreden. In deze opgave is dat 1/5000 jaar^{-1}. Op dezelfde manier leggen we het totaal aantal stormen in dezelfde duur D uit als de frequentie f_0 waarmee stormen zich voordoen (onafhankelijk van de golfhoogte die daarbij optreedt). Voor het quotiënt van deze frequenties geldt dan $f/f_0 = 3{,}9\text{x}10^{-5}$. Met f = 1/5000 jaar^{-1} volgt f_0 = 5,1 jaar^{-1}.

onderdeel (c)

De kans P_k dat de ontwerpgolfhoogte k maal wordt overschreden in een periode T, wordt gegeven door

$$P_k = \frac{\left(f_g T\right)^k}{k!}\exp\left(-f_g T\right)$$

waarin f_g de gemiddelde frequentie is waarmee de ontwerpgolfhoogte wordt overschreden. Volgens de opgave zou deze 0,03 moeten zijn.

De kans dat de ontwerpgolfhoogte ten hoogste één maal in een duur T (100 jaar, in deze opgave) wordt overschreden, is gelijk aan 0,2. Ten hoogste één keer wil zeggen nooit (k= 0) of één keer (k = 1), dus $P_0 + P_1 = 0{,}2$:

$$P_0 + P_1 = \left(1 + f_g T\right)\exp\left(-f_g T\right)$$

en met $f_g = 0{,}03$ jaar^{-1} is dit inderdaad 0,2.

onderdeel (d)
De gevraagde kans P_g volgt uit de zelfde redenering als die bij onderdeel b) is toegepast:

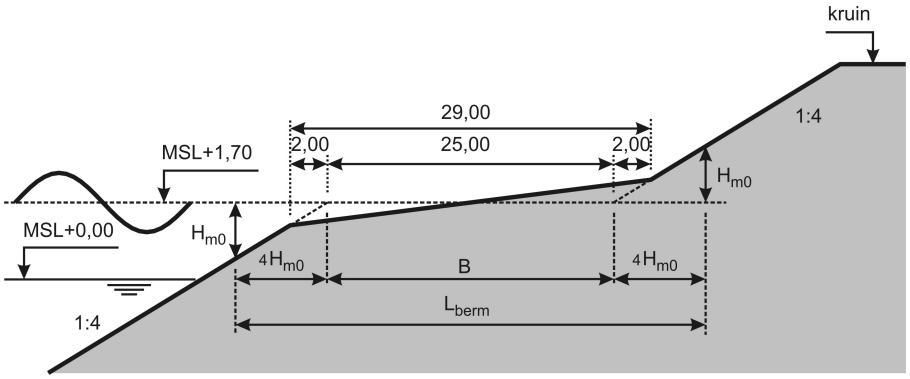
$$P_g = \frac{f_g}{f_0}$$

met $f_g = 0{,}03$ jaar^{-1} en $f_0 = 5{,}1$ jaar^{-1}. Daarmee is $P_g = 0{,}0059$, zodat H = 2,63m.

Met $f_0 = 8$ jaar^{-1} vinden we $P_g = 0{,}0038$ en H = 2,72m.

opgave 5: Golfoploop

onderdeel (a)
Volgens de ontwerprichtlijn wordt de bermbreedte horizontaal gemeten. Bij een hellende berm gaat men uit van een fictieve horizontale berm door het middel van de feitelijke berm. De uiteinden van deze fictieve berm worden verkregen door de taludhellingen van het benedenbeloop en het bovenbeloop door te trekken. Dit is geschetst in onderstaande figuur. In deze opgave leidt dit tot een bermbreedte van 25m.



Daarnaast geldt dat de bermbreedte die in rekening mag worden gebracht voor de berekening van de invloedsfactor op de golfoploop die het effcet van een berm weergeeft, nooit groter mag zijn dan ¼ van L_0. Hierin is L_0 de golflengte op diep water die past bij de periode van de invallende golf. In deze opgave is die periode $T_{m-1,0} = 8$s, zodat $L_0 = gT^2_{m-1,0}/(2\pi) = 100$m.

Zodoende moet $B \leq L_0/4 = 25$m. Aangezien deze bovengrens gelijk is aan de breedte van de fictieve horizontale berm, kunnen we rekenen met B = 25m.

onderdeel (b)

De kruin moet minimaal 0,5m boven het niveau van golfoploop komen te liggen. De golfoploop $R_{u,2\%}$ ten opzichte van het stilwaterniveau (MSL+1,70m in het stormseizoen) volgt uit

$$\frac{R_{u,2\%}}{H_{m0}} = \begin{cases} 1{,}75\gamma_f\gamma_\beta\gamma_b\xi_{m-1,0} & ; \quad \gamma_b\xi_{m-1,0} \leq 1{,}77 \\ \gamma_f\gamma_\beta\left(4{,}3 - \dfrac{1{,}6}{\sqrt{\gamma_b\xi_{m-1,0}}}\right) & ; \quad \gamma_b\xi_{m-1,0} > 1{,}77 \end{cases}$$

waarbij

$$\xi_{m-1,0} \frac{\tan\alpha}{\sqrt{2\pi H_{m0}/\left(gT_{m-1,0}^2\right)}}$$

Met α de taludhelling ($\tan\alpha$ = ¼) volgt dat $\xi_{m-1,0}$ = ¼/√0,035 = 1,34.

Voor het stormseizoen is de ontwerpwaterstand MSL+1,70m en de berm is precies op deze hoogte gekozen. Zodoende is de invloedsfactor voor de aanwezigheid van een berm γ_b = 0,6. Omdat de golven onder een hoek van 30° met de normaal op de dijk invallen, geldt voor de invloedsfactor voor de hoek van golfinval γ_β = 1 – 0,0022*30 = 0,934. Voorts hebben we te maken met een glad talud, zodat γ_f = 1.

Aangezien met γ_b = 0,6 is $\gamma_b\,\xi_{m-1,0} < 1{,}77$, is $R_{u,2\%}/H_{m0} = 1{,}75\,\gamma_f\,\gamma_\beta\,\gamma_b\,\xi_{m-1,0} = 1{,}31$, zodat $R_{u,2\%}$ = 4,60m. Dat wil zeggen dat de golfoploop tot 4,60m boven de ontwerpwaterstand reikt. Met een minimale overhoogte van 0,50m moet de kruin dus ten minste op MSL+1,70m+4,60m+0,50m = MSL+6,80m liggen.

onderdeel (c)

In het seizoen met aflandige wind is er geen windopzet, maar wel getij. De maximale waterstand die hierbij kan optreden is MSL+0,50m en die houden we aan als ontwerpwaterstand.

Voorts is $\xi_{m-1,0}$ = ¼/√0,0045 = 3,73 en vanwege de loodrecht invallende deining is γ_β = 1. Zelfs met maximaal effect van de berm (γ_b = 0,6) zou $\gamma_b\,\xi_{m-1,0} > 1{,}77$ zijn. Voor de golfoploop moeten we dus rekenen met $R_{u,2\%}/H_{m0} = \gamma_f\,\gamma_\beta(4{,}3\text{-}1{,}6/\sqrt{(\gamma_b\,\xi_{m-1,0})})$. Net als bij het vorige onderdeel van deze opgave is γ_f = 1.

Omdat de ontwerpwaterstand (MSL+0,50m) onder het niveau van de berm ligt, volgt de invloedsfactor γ_b voor de aanwezigheid van een berm uit

$$\gamma_b = 1 - \frac{B}{L_{berm}}\frac{1}{2}\left(1 + \cos\left(\pi\frac{d_b}{R_{u,2\%}}\right)\right)$$

waarin d_b het niveauverschil tussen berm en ontwerpwaterstand (in dit geval 1,2m) en L_{berm} een maat voor de horizontale afmeting van het invloedsgebied van de berm (zie de figuur bij onderdeel a van deze opgave). In dit geval is $L_{berm} = B + 2*4*H_{m0} = 30,6$m, zodat $B/L_{berm} = 0,817$.

De invloedsfactor γ_b bepalen we iteratief met beginschatting 1. Daarvoor berekenen we $R_{u,2\%}$ die we vervolgens invullen in bovenstaande uitdrukking voor γ_b. Dit levert een verbeterde schatting op voor γ_b. Daarmee berekenen we een nieuwe $R_{u,2\%}$ enzovoorts. Na 5 stappen is dit iteratieve proces redelijk geconvergeerd in de zin dat de golfoploop in opeenvolgende stappen minder dan 0,01m verandert. Het resultaat is $\gamma_b = 0,6247$ en $R_{u,2\%} = 2,28$m.

Met een minimale overhoogte van 0,5m komt het minimale niveau van de kruin op MSL+0,5+2,28+0,5m = MSL+3,28m (één van de twee 0,5m verwijst naar de ontwerpwaterstand).

Het stormseizoen is kennelijk maatgevend voor de benodigde kruinhoogte (maar dat werd niet gevraagd).

Opgave 1a

Methode 1

	$A_s = 60{,}9m^2$	1
	$A_c = 609{,}5m^2$	1
	$A_s/A_c = 0{,}1$	1
	$u/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}498$ via $u_{grens}/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}628$ of aflezen uit diagram	2
	$u_r/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}085$ aflezen	2
	$h_{gem} = 5{,}30m$ ($\sqrt{(gh_{gem})} = 07{,}21m$)	2
	$u_r = 0{,}61m/s$	1

Methode 2

	$u_{grens}/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}628$ (numeriek / grafisch)	3
	$u/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}80 * 0{,}628 = 0{,}498$	1
	$(u+u_r)/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}584$ (numeriek / grafisch)	4
	$u_r/\sqrt{(gh_{gem})} = 0{,}085$	1
	$h_{gem} = 5{,}30m$ ($\sqrt{(gh_{gem})} = 07{,}21m$) en $u_r = 0{,}61m/s$	1

Opgave 1b

Methode 1

	$z/h_{gem} = 0{,}046$ aflezen uit diagram	7
	h_{gem} uit vorige opgave	0
	$z = 0{,}24m$	3

Methode 2

	$u = 3{,}59m/s$	6
	$u_r = 0{,}61m/s$ (uit vorige opgave)	0
	$z = \frac{\left(u+u_r\right)^2 - u^2}{2g} = 0{,}24m$	4

Opgave 1c

	$u_r = 0$	6
	gemiddeld over de dwarsdoorsnede / totaal $u_r = 0$	4

Opgave 2a

Hier worden geen punten toegekend omdat het om een willekeurig punt gaat. In volgende onderdelen van deze opgave wordt echter wel gecontroleerd of de hier gemaakte keuze consequent is gehanteerd.

Opgave 2b

	H links	3
	moment bij H links	2
	H rechts	3
	moment bij H rechts	2

Opgave 2c

	V links	3
	moment bij V links	2
	V rechts	3
	moment bij V rechts	2

Opgave 2d

	drukverloop:	
	spanning links	1
	spanningen aan weerszijden van damwand	4
	spanning rechts	1
	overige 4 punten voor resultanten en bijbehorende momenten	4
	bij 4 resultanten: 0,5 per resultante en 0,5 per moment; afronden op helen	

Opgave 2e

	uitdrukking voor veiligheid	3
	som V	1
	som H	1
	conclusie	5

Opgave 2f

1	gebruik maken van uitdrukking voor excentriciteit	
	uitdrukking voor e	3
	eis aan e (bij absolute waarden alleen bovengrens, anders twee grenzen)	4
	conclusie	3
2	gebruik maken van verloop korrelspanning	
	uiterste spanningen zelfde teken	4
	constateren dat het om drukspanningen gaat	4
	conclusie	2
NB	controleer opdrijven	
	controleer consistentie met punt waar momenten om zijn bepaald	

Opgave 2g

	uitdrukking voor uiterste korrelspanningen	5
	spanning neemt lineair toe van links naar rechts	5
NB	controleer opdrijven	
	controleer consistentie met punt waar momenten om zijn bepaald	

Opgave 2h

	Laten zien dat ingreep tot reductie van som(V) leidt, maar niet som(M)	4
	afschuiven	3
	kantelen	3

Opgave 3a

1	Methode 1: Chézy + continuiteit	
	Chézy relatie	5
	continuiteit	4
	C = 55 √m/s	1
2	Methode 2: Colebrook	
	formule	5
	k_s = 0,056m	2
	R = 5,30m (rechthoekige dsn veronderstellen: -1)	2
	C = 55 √m/s	1
1 en 2	rechthoekige dwarsdsn veronderstellen (in berekening R) ipv R=h	-1
	dimensie bij C vergeten	-1

Opgave 3b

	sediment transport gelijk, dus stroomsnelheid gelijk	4
	h wordt 0,84 h (continuiteit en evenwichtsdiepte)	3
	met Chezy concluderen dat i wordt i/0,84	3

Opgave 3c

	waterstand wel knikken, geen sprongen	3
	bodem en oppervlak steiler tussen zee en inlaat (bodem omhoog)	4
	bovenstrooms van inlaat oorspronkelijke waterdiepte en verhang	3
	monding (aansluiting op zee) onduidelijk of afwezig cq. geen sprong in bodem bij monding	-3
NB	controleer bodem en waterspiegel evenwijdig	

Opgave 3d

	versmalling heeft bij haven geen invloed want benedenstrooms: helpt niet	10

Opgave 4a

	$P_H = 3{,}9 \times 10^{-5}$	10

Opgave 4b

	$P_H = f/f_0$ of $f = f_0 P_H$ of $p_H = f D / (f_0 D)$ met D een willekeurige duur)	7
	$f = 1/5000$ jaar^{-1}	2
	$f_0 = 5{,}1$ jaar^{-1}	1

Opgave 4c

	enige verwijzing naar Poisson verdeling	2
	P_k berekenen voor alleen k=0 of alleen k=1	1
	P_k berekenen voor k=0 én k=1	+7

Opgave 4d

	$P_g = f_g / f_0$	5
	$f_0 = 0{,}03$	2
	H = 2,63m	3

Opgave 5a

	B = 25m volgens "vlakke berm"	5
	controle B niet groter dan $L_0/4$	5

Opgave 5b

	golfsteilheid = 0,035	1
	ξ = 1,34	1
	γ_b = 0,6 (want berm op ontwerpwaterstand)	2
	γ_f = 1 (glad talud)	1
	γ_β: enige aanduiding dat deze invloedsfactor afwijkt van 1	1
	Golfoploop = 4,60m	1
	Overhoogte van minimaal 0,50m	1
	Kruin minimaal op MSL+1,70m+4,60m+0,50m = MSL+6,80m	2

Opgave 5c

	golfsteilheid = 0,0045	1
	ξ = 3,73	1
	juiste oploopformule ($\gamma_b\xi > 1{,}77$)	2
	B = 25m én controle $B<L_0/4$	1
	B/L_{berm} = 25/30,6 én juiste uitdrukking voor γ_b	1
	d_b = 1,2m én juiste uitdrukking voor γ_b	1
	γ_b = 0,6247 en $R_{u,2\%}$ = 2,28m (iteratief of met grafische rekenmachine)	2
	kruin minimaal op MSL+0,5m (getij) + 2,28m + 0,5m (overhoogte) = MSL+3,28m	1

TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

vrijdag 15 augustus 2014, 14:00 – 17:00

TENTAMEN INLEIDING WATERBOUWKUNDE CT2320

vrijdag 15 augustus 2014, 14:00 – 17:00

Met ingang van het academisch jaar 2013-2014 is het BSc curriculum van CT gewijzigd. Het vak CT2320 uit het oude curriculum is daarbij komen te vervallen. Daarvoor in de plaats is CTB2410 gekomen. In juni 2014 is het vak CTB2410 voor het eerst getentamineerd en dit tentamen van 15 augustus is de bijbehorende herkansing. Het is tevens remplaçant voor CT2320.

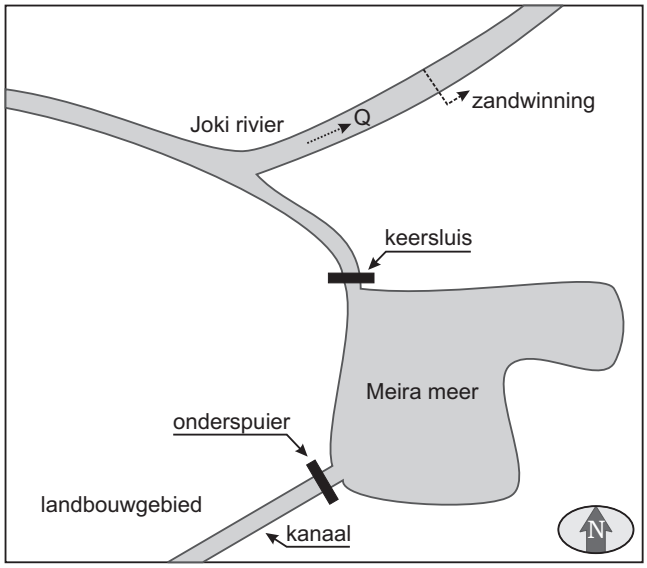
Algemene gegevens

- versnelling van de zwaartekracht $g = 9{,}81$ N/kg
- massadichtheid van zout water $\rho_{zout} = 1025$ kg/m^3
- massadichtheid van zoet water $\rho_{zoet} = 1000$ kg/m^3
- massadichtheid van gewapend beton $\rho_{beton} = 2400$ kg/m^3
- massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven) $\rho_{steen} = 2650$ kg/m^3
- massadichtheid zand $\rho_{zand} = 2650$ kg/m^3
- schadefactor $k_d = 3$
- kinematische viscositeit $\nu = 10^{-6}$ m^2/s
- wrijvingscoëfficiënt voor wind $c_W = 4 \cdot 10^{-6}$
- ruwheid van het rivierbed $k_s = 0.04$ m
- korreldiameter grof zand $D = 400$ μm
- hoek van inwendige wrijving (grof zand) $\varphi = 30°$
- hoek van inwendige wrijving (stortsteen) $\varphi = 40°$
- coëfficiënt van Bligh voor grof zand $C_B = 12$
- coëfficiënt van Lane voor grof zand $C_L = 5$
- coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton $f = 0.5$

Dit tentamen gaat over de benedenloop en omliggend gebied van de fictieve Joki rivier. Daarvan wordt eerst een beschrijving gegeven. Vervolgens worden over specifieke waterbouwkundige aspecten vragen gesteld.
Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben hetzelfde gewicht en tellen gelijk mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.
Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat.
Geef bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen steeds duidelijk aan hoe u tot uw antwoord bent gekomen. Een getal alleen volstaat nooit.

Beschrijving (10 minuten)
In termen van afvoer is de Joki rivier niet heel erg indrukwekkend. De dwarsdoorsnede is voldoende ruim voor scheepvaart en daar wordt dankbaar gebruik van gemaakt. Op enkele tientallen kilometers bovenstrooms van de monding bevindt zich een vertakking. De zijtak vormt de verbinding met het Meira meer, dat met een nat oppervlak van circa 1000km^2 wel indrukwekkend genoemd kan worden.

Iets benedenstrooms van de vertakking wordt zand uit de rivier gewonnen om in de industriële behoefte van de lokale bevolking te voorzien. Het meeste van het gewonnen zand wordt gebruikt in stedelijke ontwikkeling bij het bouwrijp maken van terreinen. Het overige zand is grondstof voor beton.
In de verbinding tussen rivier en meer is ooit een keersluis aangelegd. Dat was een reactie op verontreiniging die vanuit de rivier in het meer terecht dreigde te komen. Dat heeft zich echter nooit herhaald en de keersluis ligt er inmiddels wat verwaarloosd bij.
In de zuidwestelijke hoek sluit het meer via een onderspuier aan op een kanaal. Het peil in het kanaal ligt 1 meter lager dan dat in het meer. Met de onderspuier wordt de afvoer vanuit het meer naar het kanaal gereguleerd. Doorgaans bedraagt die afvoer $30 m^3/s$.
Vanuit dit kanaal wordt het naastgelegen landbouwgebied geïrrigeerd. Op diverse plaatsen wordt met gesloten leidingen water vanuit het kanaal naar akkers geleid.
In figuur 1 is een schematische kaart gegeven van een stukje van de Joki rivier, het Meira meer en het kanaal. Daarop zijn de keersluis, onderspuier en de zandwinlokatie aangegeven.



Figuur 1: Schematische kaart van het gebied rond het Meira meer en de aansluiting op de Joki rivier.

opgave 1: Riviermorfologie (20 minuten)

Bij de beantwoording van onderdeel c van deze opgave kunt u gebruik maken van het antwoordblad (deel I) dat bij dit tentamen is gevoegd. Vermeld daarop uw naam en studienummer en lever het in samen met uw andere antwoorden.

Over het grootste deel van de breedte bedraagt de waterdiepte in de Joki rivier 5,75m. De gemiddelde stroomsnelheid is 0,28m/s en het verhang is $0{,}4 \times 10^{-5}$. Voordat men begon met zandwinning, verkeerde de rivier in morfologisch evenwicht. Door de zandwinning is dat evenwicht verstoord en groeit de rivier langzaam maar zeker toe naar een nieuw evenwicht. In deze opgave kijken we naar dat nieuwe evenwicht, dat zich uiteindelijk zal instellen.
Het sedimenttransport s per eenheid van breedte van de rivier wordt gegeven door $s=mu^4$, waarin m een evenredigheidsfactor en u de stroomsnelheid. De zandwinning en daaruit voortvloeiende morfologische veranderingen hebben bij goede benadering geen invloed op de grootte van de factor m en ook niet op de Chézy ruwheid.

a) Bepaal de Chézy ruwheid van de Joki rivier.

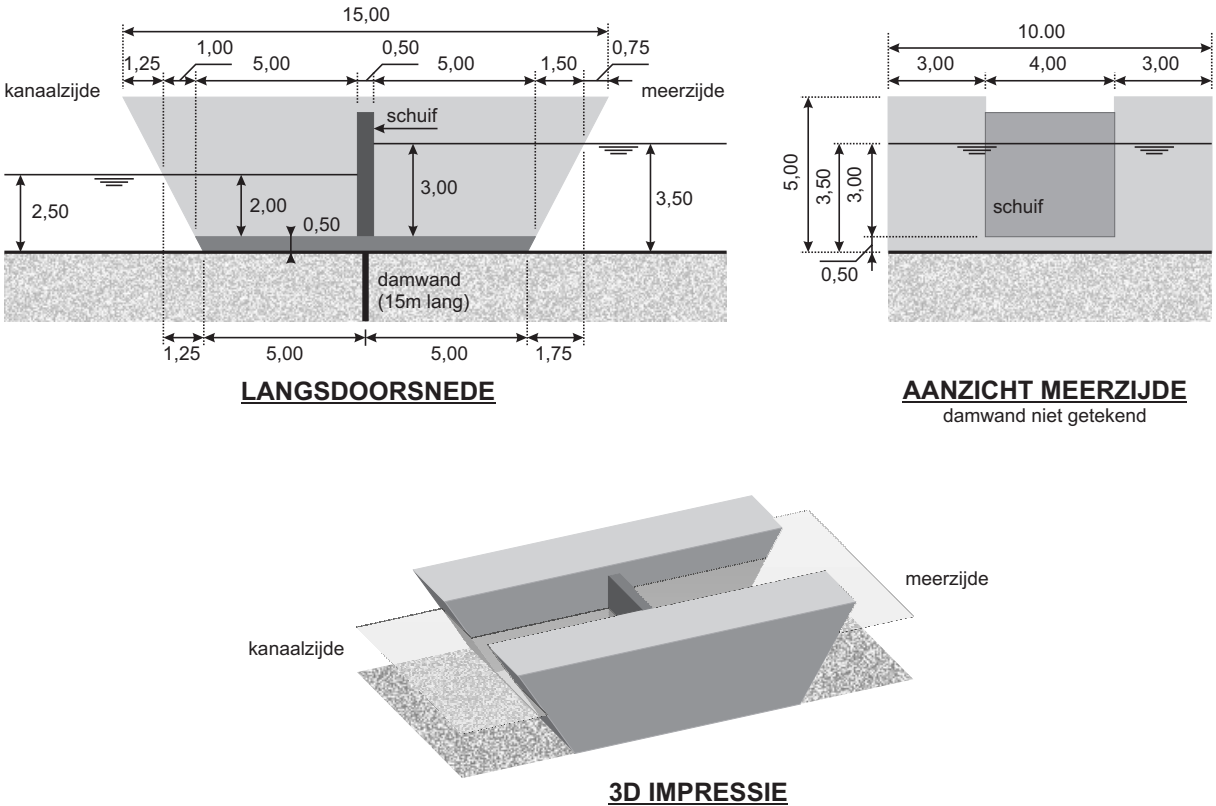
b) Bij de zandwinning wordt permanent 15% van het bovenstrooms aangevoerde sediment aan de rivier onttrokken. Dat heeft invloed op de waterdiepte en het verhang benedenstrooms van de zandwinlokatie. Bereken de waterdiepte en het verhang voor het nieuwe morfologisch evenwicht.

c) Op antwoordblad deel I is een langsdoorsnede getekend van de rivier voordat zandwinning plaatsvond. Schets in deze langsdoorsnede het nieuwe morfologisch evenwicht dat zich door de zandwinning uiteindelijk zal instellen. Als u bij b) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van h = 6,00m en i = 0,3x10^{-5}.

opgave 2: Stabiliteit van een waterkerende constructie (70 minuten)

Bij de beantwoording van deze opgave kunt u gebruik maken van het antwoordblad (delen II en III) dat bij dit tentamen is gevoegd. Vermeld daarop uw naam en studienummer en lever het in samen met uw andere antwoorden.

In figuur 2 is een schets gegeven van de onderspuier waarmee stroming van het Meira meer naar het kanaal wordt gereguleerd. Over de vormgeving van deze constructie is nagedacht, maar vraag niet door wie. De schuif in het midden van de constructie kan worden geheven om water door te laten. Het hefmechanisme is in de schets niet weergegeven. Het eigen gewicht van deze op staal gefundeerde constructie is 3700kN (inclusief schuif). De werklijn van deze kracht gaat door het midden van de schuif. Om onderloopsheid te voorkomen is midden onder de constructie een 15m lang damwandscherm geplaatst. De ondergrond bestaat uit grof zand.



Figuur 2: Langsdoorsnede, aanzicht en 3D impressie van de onderspuier in gesloten toestand.

a) In de onderdelen b), c) en d) van deze tweede opgave inventariseren we de belastingen op de constructie en gaan we na welke momenten deze belastingen teweegbrengen. Daartoe is het nodig om vooraf een punt te kiezen waarom deze momenten worden bepaald. Omschrijf welk punt u daarvoor kiest en geef dit punt aan in de schets van de langsdoorsnede van de constructie op antwoordblad III.

b) Bepaal de horizontale, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad II. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave b) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.

c) Bepaal de neerwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad II. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave a) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.

d) Bereken het verloop van de opwaartse waterdruk langs het grondvlak van de constructie en teken dit verloop op antwoordblad III. Bereken tevens de resultante van deze opwaartse druk en het bijbehorende moment om het punt dat u in opgave a) heeft gekozen. In plaats van één resultante kunt u desgewenst het berekende verloop van de opwaartse waterdruk verdelen in makkelijk hanteerbare onderdelen en voor elk van die onderdelen een afzonderlijke resultante bepalen.

e) Kwantificeer de veiligheid tegen afschuiven van de constructie onder de gegeven maatgevende condities.

f) Beoordeel kwantitatief het gevaar op kantelen van de constructie.

g) Bereken het verloop van de korrelspanning onder de constructie en schets het berekende verloop op het antwoordblad III. Geef in die schets extreme spanningen aan.

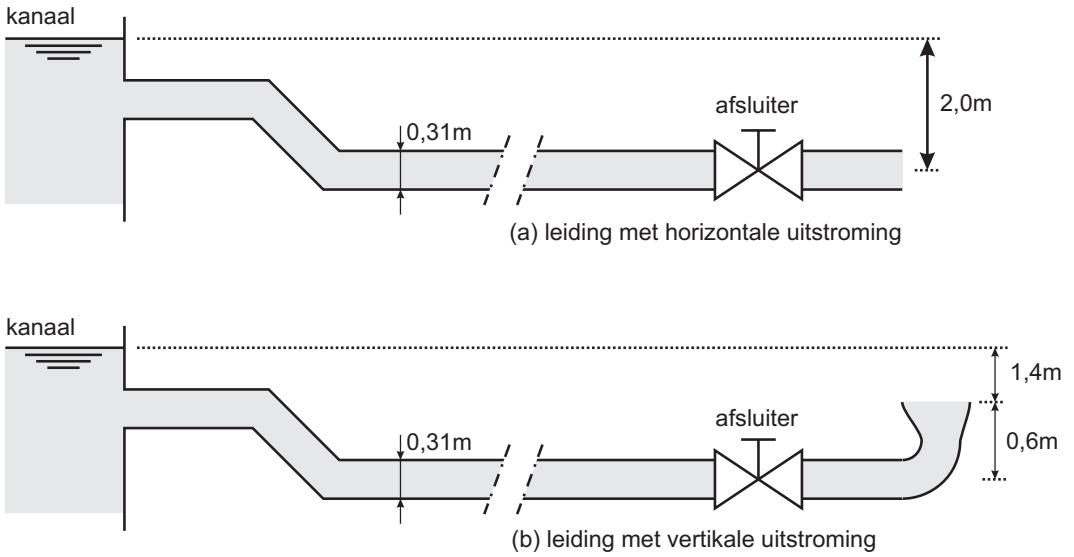
h) Controleer de constructie op onderloopsheid (piping).

opgave 3: Gesloten leidingen (40 minuten)

Voor irrigatie van het landbouwgebied wordt water via buisleidingen vanaf het kanaal aangevoerd. In figuur 3 is zo'n leiding schematisch weergegeven. Via de afsluiter kan het debiet door de leiding worden geregeld. Normaal gesproken is de afsluiter ingesteld op 5400 liter per minuut ($0{,}09 m^3/s$). De buis heeft een inwendige diameter van 0,31m en de wandruwheid bedraagt 2mm. Aan instroomzijde treedt contractie van de stroming op. De contractiecoëfficiënt is 0,69. Tevens bevat de buis 2 knikken van elk 45^o. De totale lengte van de buis is 200m.

Bij de variant in figuur 3a stroomt het water horizontaal uit de buis. Dat geeft aanleiding tot uitschuring rond het uiteinde van de buis en dat is ongewenst. Daarom wordt ook wel de variant in figuur 3b toegepast. Daarbij is een aan het uiteinde van de horizontale buis een bocht gelast met daarop een trechtervormige verbreding. Door deze verbreding halveert de uitstroomsnelheid. Bovendien valt het water over de rand van de trechter vertikaal op de grond. Dat reduceert de uitschuring. Nadeel is echter dat het verval over de leiding vermindert en het is maar de vraag of dat kan worden gecompenseerd door de afsluiter bij te regelen.

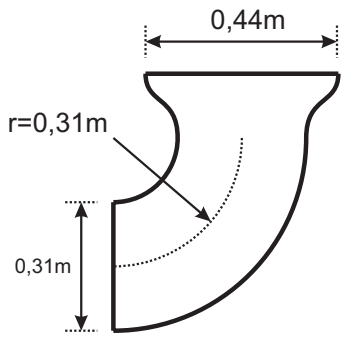
In volledig geopende stand wordt het verlies over de afsluiter weergegeven met een verliescoëfficiënt $\xi = 2$ (ten opzichte van de stroomsnelheid in de buis). Deze waarde stijgt naarmate de afsluiter verder dicht wordt gezet.



Figuur 3: Schematische voorstelling van de buisleiding waarmee water vanuit het kanaal naar het landbouwgebied wordt gevoerd.

a) Bij de variant in figuur 3a (horizontale uitstroming) is de afsluiter ingesteld op het gewenste debiet van 0,09m^3/s. Hoe groot is in dat geval de verliescoëfficiënt ξ van de afsluiter?

b) De bocht met trechter die in de variant in figuur 3b aan het uiteinde van de horizontale buis is gemonteerd, heeft afmetingen zoals aangegeven in figuur 4. Bepaal voor dit onderdeel de verliescoëfficiënt ξ (ten opzichte van de stroomsnelheid in de buis) inclusief het effect van uitstroming (NB: als het onderdeel aan de buis is gemonteerd, is er geen instroomverlies).



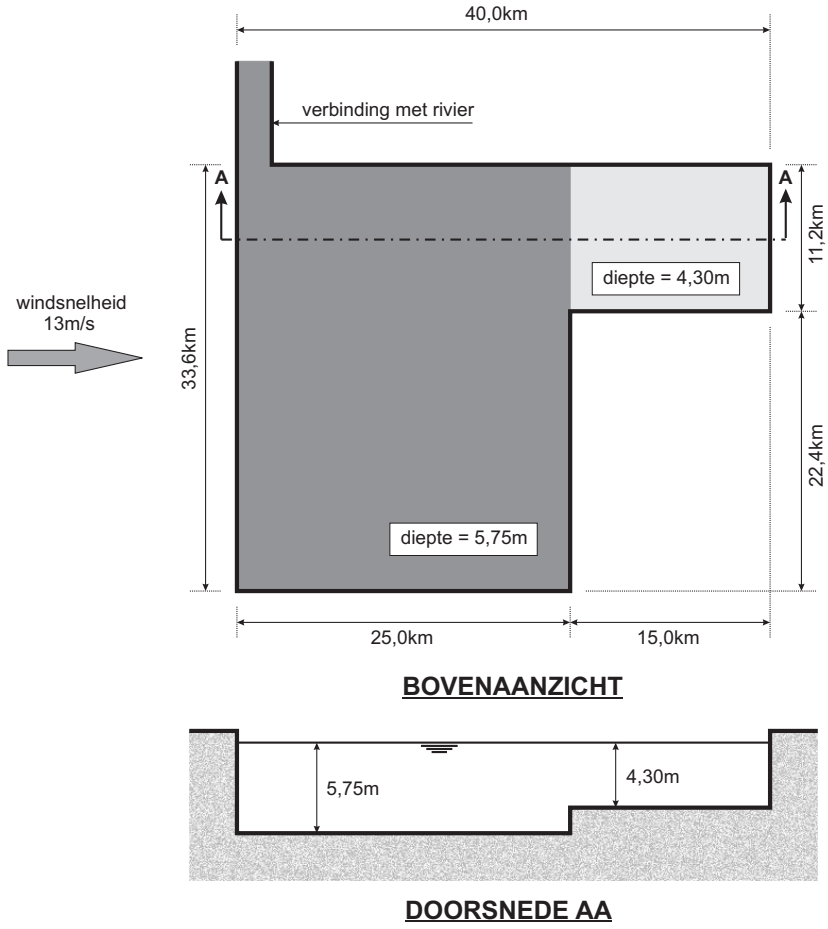
Figuur 4: Bocht met trechter die in de variant van figuur 3b aan het uiteinde van de horizontale buis wordt gemonteerd. Voor de bocht is r/D=1 (met D de buisdiameter en r de bochtstraal).

c) Tot welke verliescoëfficiënt ξ moet de afsluiter worden open gezet om ook in de variant van figuur 3b een debiet van 0,09m^3/s te realiseren? Als bij b) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van 1,2.

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

opgave 4: Windopzet en golven (40 minuten)

Op het Meira meer kan het flink waaien, vooral vanuit het westen. In deze opgave gaan we na tot welke verhoging van de waterstand dit aan de oostelijke oever van het meer kan leiden. Daartoe schematiseren we het meer tot twee aaneengesloten rechthoeken. Dit is aangegeven in figuur 5. Ter wille van de eenvoud veronderstellen we vertikale oevers en voor elke rechthoek nemen we een vlakke, horizontale bodem aan. Als er geen wind is, is de waterdiepte in de grootste, westelijke rechthoek gelijk aan 5,75m en in de andere rechthoek is dat 4,30m (zie de doorsnede in figuur 5).



Figuur 5: Schematisatie van het Meira meer tot twee rechthoeken.

Ga uit van een aanhoudende stijve bries (windsnelheid van 13m/s) vanuit het westen. De onderspuier in de verbinding naar het kanaal is gesloten, maar de verbinding met de Joki rivier is in eerste instantie open. De ind heeft geen invloed op de waterstand in de rivier. Deze is steeds gelijk aan de waterstand op het meer in het geval dat er geen wind is.

a) Bepaal voor elk van de twee rechthoeken afzonderlijk het verhang dat zich onder invloed van de wind uiteindelijk zal instellen. Ga daarbij uit van een waterdiepte in rust (dus zonder wind).

b) Welke waterstand verwacht u aan de oostelijke oever van de kleine rechthoek (dus helemaal rechts in figuur 5)? Als u bij a) geen antwoord heeft kunnen vinden, doe dan een redelijke aanname.

c) Wat zou de waterstand aan deze oostelijke oever zijn als de keersluis in de verbinding met de rivier al gesloten was voordat het is gaan waaien?

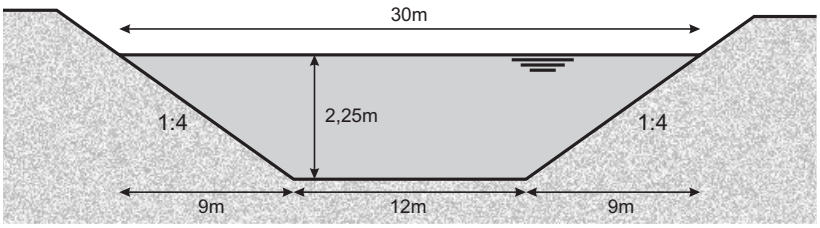
opgave 5: Scheepvaart en bodembescherming (40 minuten)

Het kanaal langs het landbouwgebied wordt voornamelijk gebruikt voor transport van water, maar er is ook een watertaxi die heen en weer vaart langs het landbouwgebied. Deze taxi heeft de afmetingen van een leuk motorjacht (15m lang, een diepgang van 1,50m en de breedte is 4,00m) en vaart met 95% van de grenssnelheid. De dwarsdoorsnede van het kanaal is weergegeven in figuur 6. We gaan uit van een geopende onderspuier en daarbij is het debiet in het kanaal gelijk aan $30 m^3/s$. Het verhang in langsrichting bedraagt $0{,}54 \times 10^{-4}$.

a) Wat is, onder de genoemde omstandigheden, de maximale stroomsnelheid die in het kanaal voorkomt?

b) De bodembescherming op het horizontale deel van de bodem van het kanaal bestaat uit los gestort materiaal met een korreldiameter van 5mm en een dichtheid van $2650 lg/m^3$. Is er bij de stroomsnelheid die u onder a) heeft berekend sprake van transport van dit materiaal? Als u bij a) geen antwoord heeft kunnen vinden, ga dan uit van 1,2m/s.

c) Men wil de taluds van het kanaal bekleden met loskorrelig materiaal (met een dichtheid van $2650 kg/m^3$) dat bij dezelfde stroomsnelheid stabiel is. Wat is daarvoor de minimaal benodigde korreldiameter?



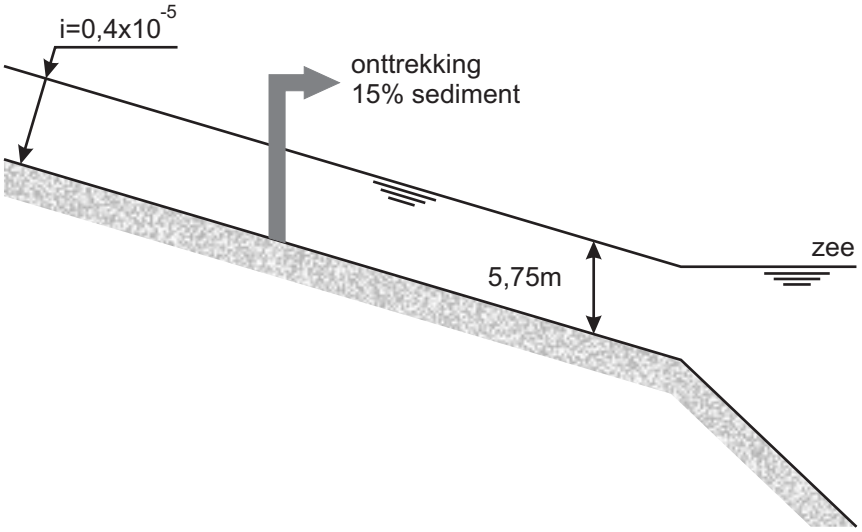
Figuur 6: dwarsdoorsnede van het kanaal.

ANTWOORDBLAD I

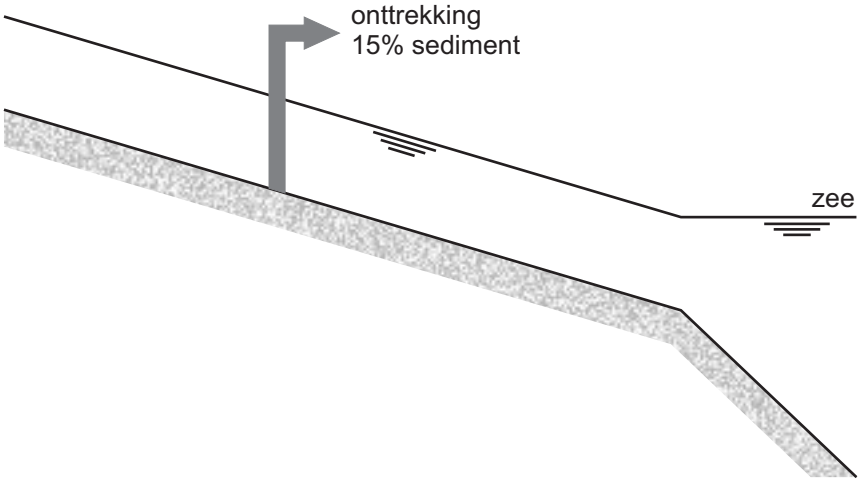
bij het tentamen CTB2410 / CT2320 van 27 juni 2014

naam: _____

studienummer: _____



In bovenstaande figuur is de oorspronkelijke langsdoorsnede van de rivier geschetst, op het moment dat zandwinning begon. Gebruik de onderstaande schets voor het nieuwe morfologisch evenwicht dat zich uiteindelijk als gevolg van zandwinning zal instellen.



ANTWOORDBLAD II

bij het tentamen CTB2410 van 15 augustus 2014

naam: _____

studienummer: _____

Overzicht van belastingen (gebruik regels voor H en V naar behoeven; er zijn bijvoorbeeld niet per se 4 horizontale belastingen, het kunnen er ook meer of minder zijn)

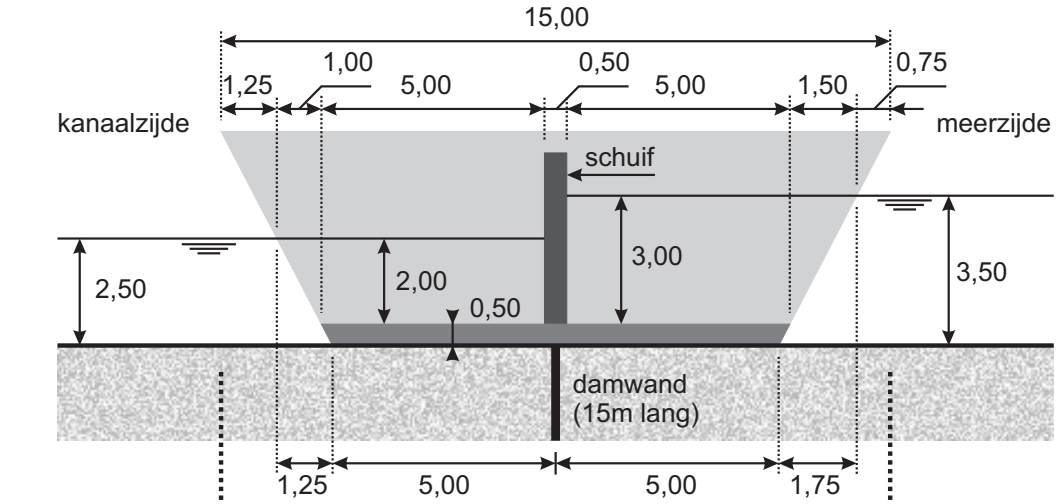
	kracht [kN]	arm [m]	moment [kNm]
Horizontale belastingen			
H_1			
H_2			
H_3			
H_4			
Vertikale, neerwaartse belastingen			
V_{n1}			
V_{n2}			
V_{n3}			
V_{n4}			
V_{n5}			
V_{n6}			
Vertikale, opwaartse belastingen			
V_{o1}			
V_{o2}			
V_{o3}			
V_{o4}			
V_{o5}			
V_{o6}			

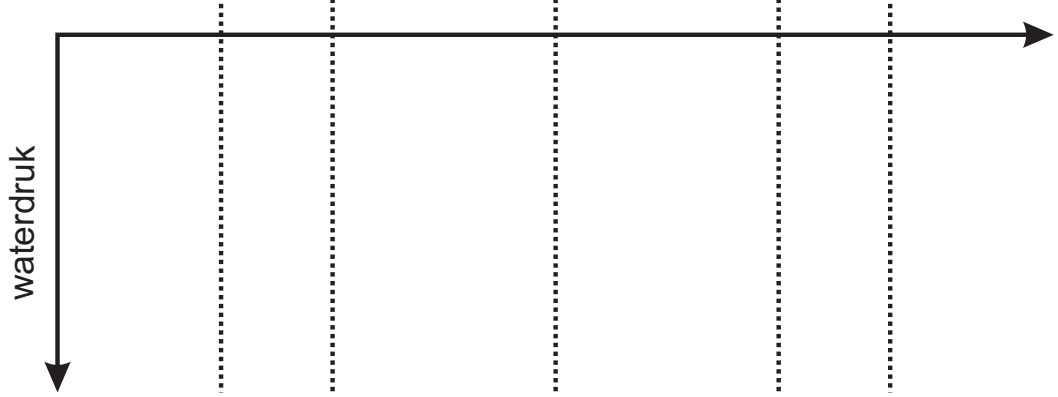
ANTWOORDBLAD III

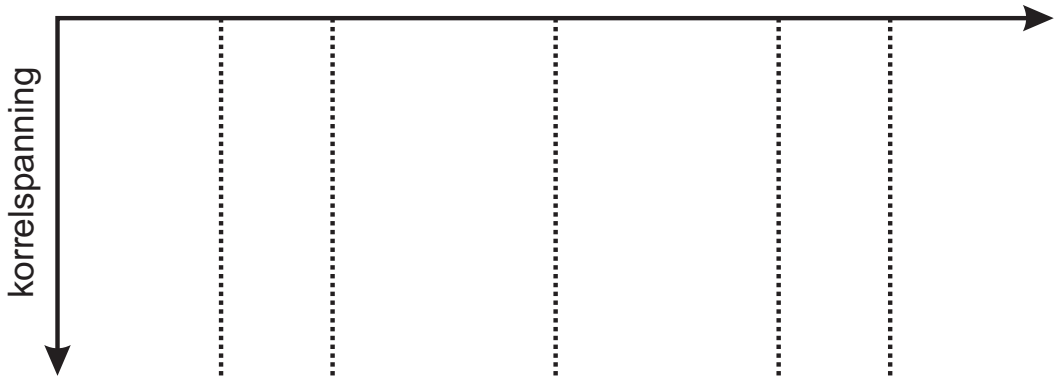
bij het tentamen CTB2410 van 15 augustus 2014

naam: _____

studienummer: _____







UITWERKING TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

vrijdag 17 augustus 2014, 14:00 – 17:00

UITWERKING TENTAMEN INLEIDING WATERBOUWKUNDE CT2320

vrijdag 15 augustus 2014, 14:00 – 17:00

Opgave 1

onderdeel a

Met de beschikbare gegevens kan de Chézy ruwheid C op twee manieren worden bepaald. Een daarvan gaat uit van de gegeven ruwheidslengte k_s = 0,04m van de bodem. Met de relatie van White-Colebrook vinden we

$$C = 18\log_{10}\frac{12R}{k_s} \tag{1}$$

Met de hydraulische straal R ongeveer gelijk aan de waterdiepte h = 5,75m vinden we dat C = 58,3 √m/s.

De andere methode is gebaseerd op de Chézy relatie

$$u = C\sqrt{Ri} \tag{2}$$

waarin u de stroomsnelheid is (0,28m/s) en i het verhang (0,4e-5). Als we ook hier de benadering R≈h toepassen, komen we op hetzelfde antwoord.

onderdeel b

Bij het nieuwe morfologisch evenwicht dat zich uiteindelijk zal instellen, is benedenstrooms van de onttrekking het debiet gelijk aan dat bovenstrooms en het sedimenttransport gereduceerd tot 85%. Bovendien is zowel bovenstrooms als benedenstrooms van de onttrekking sprake van eenparige stroming. Hoewel dat niet expliciet in de opgave is vermeld, gaan we ervan uit dat de breedte van de rivier in langsrichting niet verandert en bovendien niet wordt beïnvloed door de onttrekking van sediment. Het gegeven verband $s \sim u^4$ tussen sedimenttransport s per eenheid van breedte en stroomsnelheid u is zodoende ook van toepassing op het bulk sedimenttransport S voor de gehele dwarsdoorsnede van de rivier: $S \sim u^4$.

In het nieuwe evenwicht moet gelden dat

$$S_1 = 0{,}85S_0 \quad \Rightarrow \quad u_1^4 = 0{,}85u_0^4 \quad \Rightarrow \quad u_1 = u_0\sqrt[4]{0{,}85} \tag{3}$$

waarbij de index 0 verwijst naar bovenstrooms van de onttrekking en de index 1 naar benedenstrooms daarvan. De benedenstroomse stroomsnelheid komt hiermee op 0,27m/s.

Omdat het debiet door de onttrekking van alleen sediment niet verandert, moet tevens gelden dat

$$u_0h_0 = u_1h_1 \quad \rightarrow \quad h_1 = \frac{u_0}{u_1}h_0 = \frac{1}{\sqrt[4]{0{,}85}}h_0 \tag{4}$$

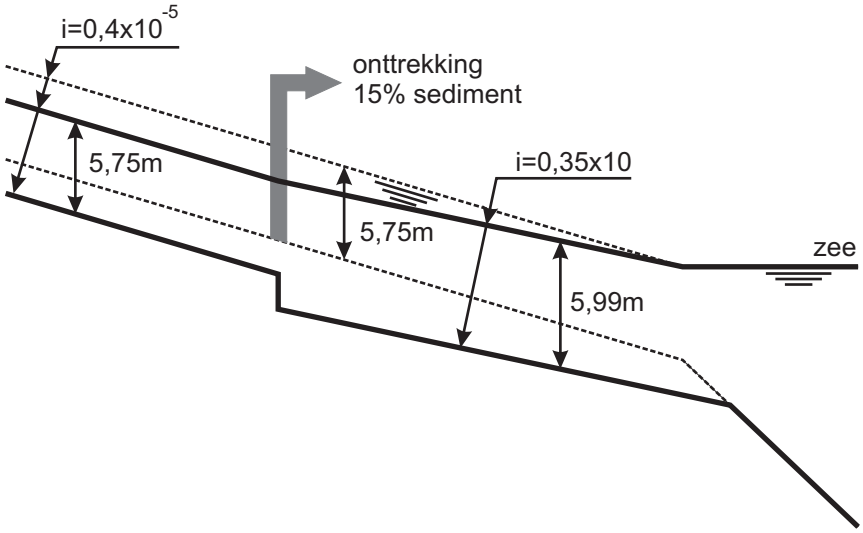
Voor de benedenstroomse waterdiepte vinden we hiermee h_1 = 5,99m.

Het bijbehorende verhang benedenstrooms van de onttrekking vinden we vervolgens met de Chézy relatie en het gegeven dat de Chézy ruwheid door de onttrekking niet verandert:

$$u_1 = C\sqrt{h_1 i_1} \quad \rightarrow \quad i_1 = \frac{1}{h_1}\left(\frac{u_1}{C}\right)^2 = \frac{1}{\sqrt[4]{0,85}}\, h_0 \left(\frac{u_0\sqrt[4]{0,85}}{C}\right)^2 = 0,85^{3/4}\,\frac{1}{h_0}\left(\frac{u_0}{C}\right)^2 = 0,85^{3/4}\, i_0 \qquad (5)$$

ofwel $i_1 = 0,885\ i_0 = 0,35^{e}$-5.

onderdeel c



Bedenk dat het zeeniveau door de ingreep in de rivier niet verandert, zodat de toename van de diepte benedenstrooms van de onttrekking van sediment een verlaging van de bodem inhoudt. Veel deelnemers aan het tentamen hadden zich dit niet bedacht.

Opgave 2

onderdeel a

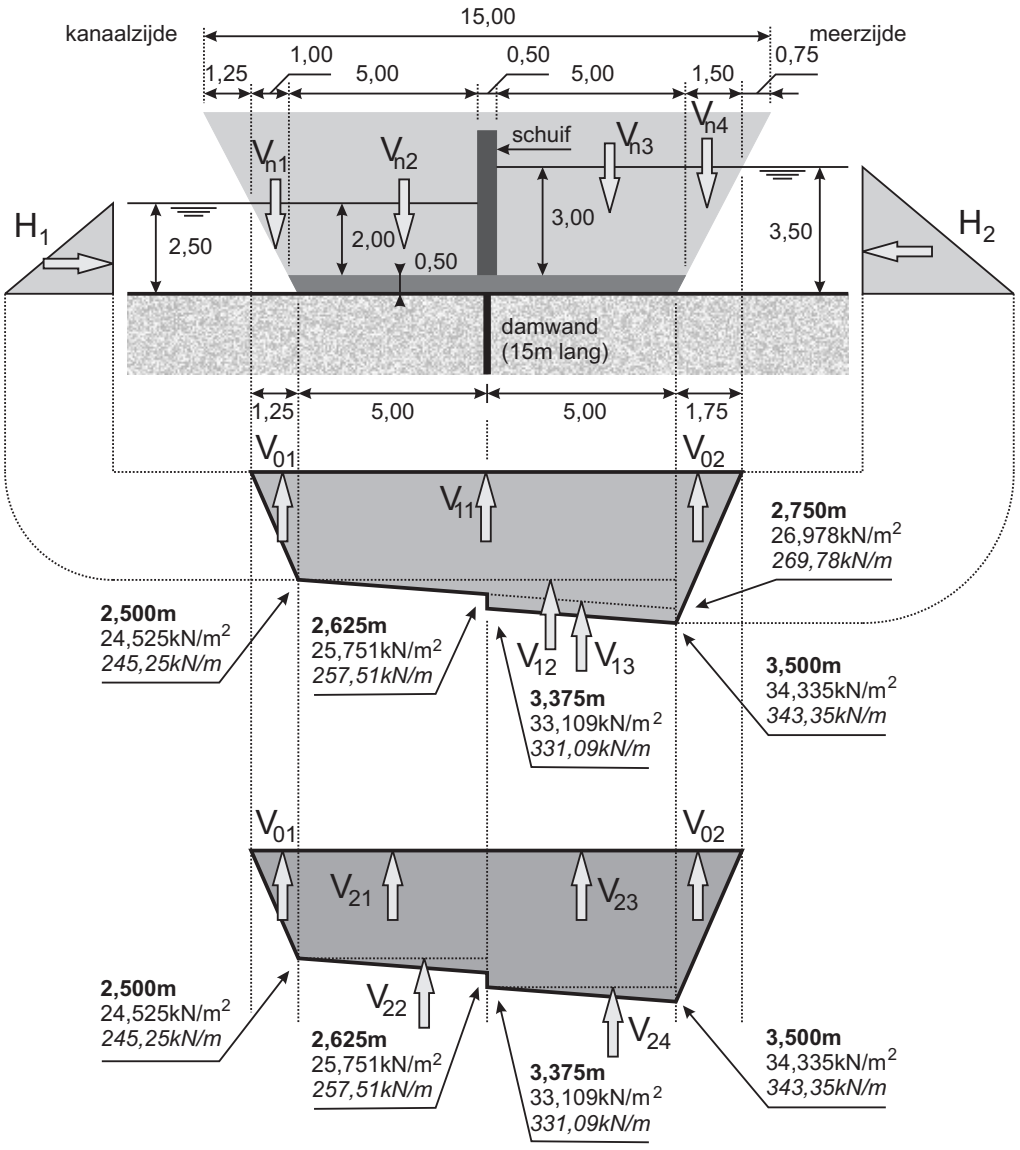
In deze uitwerking is ervoor gekozen om momenten van belastingen op de constructie te bepalen ten opzichte van het midden van het grondvlak van de constructie (in dit geval bij de aansluiting van grondvlak en damwandscherm).

onderdeel b

Krachten zijn aangegeven in de figuur bij deze opgave.

Horizontale belastingen

	kracht [kN]	[kN/m']	arm [m]	moment [kNm]	[kNm/m']
H_1	306,56	30,66	0,83	-255,47	-25,55
H_2	-600,86	-60,09	1,17	701,01	70,10
ΣH	-294,30	-29,43	ΣM_H	445,54	44,55



onderdeel c

Neerwaartse, aan water gerelateerde belastingen (voor de volledigheid is het eigen gewicht G toegevoegd.).

Bij de bepaling van neerwaartse belastingen (en ook de opwaartse bij onderdeel d) is een controle volume rond de constructie aangenomen met een trapeziumvormig zijaanzicht. Het eigen gewicht van al het water binnen dit controlevolume is als neerwaartse belasting in rekening gebracht. Andere controle volumes zijn mogelijk, maar hier niet uitgewerkt.

Neerwaartse belastingen

	kracht		arm	moment	
	[kN]	[kN/m']	[m]	[kNm]	[kNm/m']
V_{n1}	-39,24	-3,92	5,58	218,96	21,90
V_{n2}	-392,40	-39,24	2,75	1079,10	107,91
V_{n3}	-588,60	-58,86	2,75	-1618,65	-161,87
V_{n4}	-88,29	-8,83	5,75	-507,67	-50,77
G	-3700,00	-370,00	0,00		
ΣV_n	-4808,53	-480,85	ΣM_n	-828,26	-82,83

Onderdeel d

Het verloop van de opwaartse waterdrukken is geschetst in de figuur bij deze opgave. Daarin zijn niet alleen de opwaartse drukken tegen het grondvlak van de constructie vermeld, maar ook de opwaartse component van de waterdruk tegen de schuine wanden. Het drukverloop is op twee manieren (methodes 1 en 2) opgesplitst in makkelijk hanteerbare delen (rechthoeken en driehoeken). Ook andere opsplitsingen zijn mogelijk, maar hier niet vermeld.

Opwaartse belastingen (Methode 1)

	kracht		arm	moment	
	[kN]	[kN/m']	[m]	[kNm]	[kNm/m']
V_{01}	153,28	15,33	5,42	-830,78	-83,08
V_{02}	300,43	30,04	5,58	1676,41	167,64
V_{11}	2452,50	245,25	0,00		
V_{12}	122,63	12,26	1,67	204,38	20,44
V_{13}	367,88	36,79	2,50	919,69	91,97
ΣV_o	3396,72	339,67	ΣM_o	1969,70	196,97

Opwaartse belastingen (Methode 2)

	kracht		arm	moment	
	[kN]	[kN/m']	[m]	[kNm]	[kNm/m']
V_{01}	153,28	15,33	5,42	-830,78	-83,08
V_{02}	300,43	30,04	5,58	1676,41	167,64
V_{21}	1226,25	122,63	2,50	-3065,63	-306,56
V_{22}	30,66	3,07	1,67	-51,09	-5,11
V_{23}	1655,44	165,54	2,50	4138,59	413,86
V_{24}	30,66	3,07	3,33	102,19	10,22
ΣV_o	3396,72	339,67	ΣM_o	1969,70	196,97

Een overzicht van de resultanten van horizontale, opwaartse en neerwaartse belasting is te vinden in onderstaande tabel.

Totaal

	kracht		arm	moment	
	[kN]	[kN/m']	[m]	[kNm]	[kNm/m']
ΣH	-294,30	-29,43	ΣM_H	445,54	44,55
ΣV_n	-4808,53	-480,85	ΣM_n	-828,26	-82,83
ΣV_o	3396,72	339,67	ΣM_o	1969,70	196,97
	-1411,81	141,18		1586,98	158,70

onderdeel e

De veiligheid γ tegen afschuiven wordt gegeven door

$$\gamma = \frac{\min\{f, \tan\delta\}\left|\sum V\right|}{\left|\sum H\right|} \tag{6}$$

met f de coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton (0,5) en $2\varphi/3 \leq \delta \leq \varphi$ (φ is de hoek van inwendige wrijving van de ondergrond, in dit geval 30°). Afhankelijk van de keuze voor d binnen het genoemde interval volgt dat $1{,}75 \leq \gamma \leq 2{,}40$. Omdat kennelijk $\gamma > 1$ is de constructie veilig tegen afschuiven.

onderdeel f

Er is sprake van kantelen indien in het korrelskelet onder de constructie ergens trekspanning nodig is om momentenevenwicht te realiseren. Controle daarop begint met een interpretatie van ΣV. Dat is de som van alle vertikale belastingen exclusief de korrelspanning onder de constructie. In deze uitwerking zijn opwaartse vertikale krachten positief genoemd. Dat wil zeggen dat als $\Sigma V>0$ de netto belasting op de constructie (exclusief korrelspanning) naar boven is gericht. Voor vertikaal evenwicht zou in dat geval een neerwaartse resultante korrelspanning nodig zijn en dat betekent dat in ieder geval ergens onder de constructie trek in het korrelskelet zou moeten optreden. Het korrelskelet kan dat niet leveren en de constructie drijft op. In deze opgave is dat niet aan de orde, want $\Sigma V<0$. Gemiddeld over het grondvlak van de constructie moet het korrelskelet dus een drukspanning leveren om vertikaal evenwicht te realiseren.

Dat gemiddeld over het grondvlak van de constructie een rukspanning in het korrelskelet optreedt, wil niet meteen zeggen dat er op elke locatie van dat grondvlak een drukspanning heerst. Mocht dat niet het geval zijn, is sprake van kantelen. Een manier om dat te toetsen is door berekening van het verloop van de korrelspanning onder de constructie. Dit is uitgewerkt bij onderdeel g van deze opgave.

Een andere methode is controle van de zogeheten excentriciteit e. Ook dit komt neer op nagaan of ergens in het korrelskelet onder de constructie trekspanningen nodig zijn om momenten-evenwicht te realiseren. Het volledige verloop van de korrelspanning wordt echter niet berekend. De controle wordt gegeven door

$$\left(\frac{1}{3} - \alpha\right)L \leq e = \frac{\sum M}{\sum V} \leq \left(\frac{2}{3} - \alpha\right)L \tag{7}$$

waarin L de lengte van het grondvlak van de constructie (L = 10m) en α is de relatieve afstand, gemeten vanaf het linker uiteinde van het grondvlak van de constructie, van het punt ten opzichte waarvan ΣM is bepaald. Omdat we (bij onderdeel a van deze opgave) dat punt in het midden van het grondvlak hebben gekozen, is $\alpha = 0{,}5$.

Met $\Sigma M = 1586{,}98$ kNm en $\Sigma V = -1411{,}81$ kN volgt dat e = -1,12m. Daarmee is, met $\alpha = 0{,}5$ voldaan aan eis (7) en is er dus geen sprake van kantelen.

onderdeel g

De korrelspanningen σ onder de constructie aan beide uiteinden van het grondvlak worden gegeven door

$$\sigma_1 = (6\alpha - 4)\frac{\sum V}{BL} + \frac{\sum M}{W} \quad ; \quad W = \frac{1}{6}BL^2$$
$$\sigma_2 = (2 - 6\alpha)\frac{\sum V}{BL} - \frac{\sum M}{W} \qquad (8)$$

waarin B de breedte van de constructie (10m). Met de reeds berekende belastingen en bijbehorende momenten volgt dat σ_1 = 23,64kN/m^2 en σ_2 = 4,60 kN/m^2.

In deze uitwerking zijn momenten linksom positief genomen. Omdat ΣM>0 is het totale moment van alle belastingen exclusief korrelspanning linksom. Voor momentenevenwicht is het nodig dat de korrelspanning onder de constructie een even groot maar tegengesteld moment levert. Het moment ten gevolge van de korrelspanning moet dus rechtsom zijn. De grootste korrelspanning (σ_1) treedt zodoende aan kanaalzijde op (links) en de kleinste korrelspanning (σ_2) aan meerzijde (rechts). In eerste benadering verloopt de korrelspanning lineair tussen deze uitersten.

onderdeel h

Gevaar voor onderloopsheid toetsen we aan de hand van de criteria van Bligh en Lane. Alleen als aan beide criteria is voldaan, is er geen gevaar voor onderloopsheid. We beginnen met het criterium van Bligh:

$$L_{hor} + L_{ver} \geq 1{,}5 C_B \Delta H \qquad (9)$$

waarin L_{hor} de lengte van het horizontale deel van de kwelweg (10m) en L_{ver} de lengte van het vertikale deel (30m). Voorts is ΔH het verval over de constructie (1,0m) en C_B is een coëfficiënt die afhangt van de samenstelling van de ondergrond. In het geval van grof zand is C_B = 12. Substitutie van deze waarden laat zien dat aan (9) is voldaan.

Het criterium van Lane wordt gegeven door

$$\frac{1}{3}L_{hor} + L_{ver} \geq 1{,}5 C_L \Delta H \qquad (10)$$

met C_L = 5. Ook aan dit criterium is blijkbaar voldaan.

Omdat aan beide criteria is voldaan, is er geen gevaar voor onderloopsheid.

Opgave 3

onderdeel a

Bij het gewenste debiet van Q = 0,09 m^3/s is de stroomsnelheid u in de buis gelijk aan u = Q/(πD^2/4), waarbij D de inwendige diameter van de buis is (0,31m). Hieruit volgt dat u = 1,19m/s. Als de afsluiter op dit debiet is ingesteld, moet gelden dat

$$\Delta H = \frac{u^2}{2g}\sum \xi \qquad (11)$$

waarin ΔH het verval is over de buisleiding (2,0m) en $\Sigma\xi$ het totaal aan verliescoëfficiënten voor de leiding. Kennelijk moet de afsluiter zodanig worden ingesteld dat $\Sigma\xi$ = 27,71. Deze $\Sigma\xi$ totaal is opgebouwd uit:

- instroomverlies: $\xi_{in} = (1\text{-}1/\mu)^2$=0,20 ($\mu$=0,69 is de contractiecoëfficiënt)
- 2 knikken van 45° en per knik ξ_{knik} = 0,28
- uitstroomverlies ξ_{uit} = 1
- verlies ξ_{af} over de afsluiter (vooralsnog onbekend)
- en wandwrijving. Hiervoor geldt dat $\xi_{\omega\alpha\nu\delta} = \lambda L/D$, met L de lengte van de buis (200m), D de inwendige diameter (0,31m) en λ volgt uit

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log_{10}\left(\frac{k_c}{3{,}7D} + \frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}}\right) \quad ; \quad \mathrm{Re} = \frac{uD}{\nu} \tag{12}$$

waarin k_c de wandruwheid van de buis (0,002m), Re het Reynoldsgetal (0,37e-6) en ν de kinematische viscositeit van de vloeistof in de buis (water: 1e-6 m^2/s). Langs iteratieve weg (met beginschatting op basis van $\mathrm{Re} \rightarrow \infty$) vinden we dat λ = 0,033, zodat ξ_{wand} = 21,34.

Met deze inventarisatie blijkt dat $\Sigma\xi = 23{,}10 + \xi_{af}$.

Een en ander invullen in (11) met ξ_{af} als enige onbekende levert de benodigde ξ_{af} = 4,61 van de afsluiter. Dat is groter dan het minimum van 2 dat met de afsluiter kan worden bereikt. Het is dus mogelijk om de afsluiter zodanig in te stellen dat het gewenste debiet wordt gerealiseerd.

onderdeel b

De essentie van de ingreep is dat het uitstroomverlies (ξ_{uit} = 1 in onderdeel a van deze opgave) verandert en ook het verval ΔH over de constructie. Deze neemt af van 2,0m tot 1,4m.

De directe uitstroming wordt vervangen door een bocht (met r/D=1, zodat ξ_{bocht} = 0,30) en een verbreding waarbij de oppervlakte van de dwarsdoorsnede van de buis verdubbelt. De stroomsnelheid halveert zodoende. De bijbehorende verliescoëfficiënt ξ_{mond} kan worden berekend met behulp van de regel van Carnot:

$$\xi_{mond} = \left(1 - \frac{u_{mond}}{u}\right)^2 = \frac{1}{4} \tag{13}$$

waarin u_{mond} de stroomsnelheid net na de verbreding is (u_{mond} = u/2). Bij de uitstroming uit de verbrede mond treedt een verlies ΔH_{uit} op dat kan worden beschreven met

$$\Delta H_{uit} = \frac{u_{mond}^2}{2g} = \frac{(u/2)^2}{2g} = \frac{1}{4}\frac{u^2}{2g} \tag{14}$$

Ten opzichte van de snelheid u in de buis kan dit verlies worden gekarakteriseerd met een verliescoëfficiënt ξ = ¼. Het totale verlies over bocht en verbreding komt hiermee op ξ = 0,8.

onderdeel c

Voor de aangepaste sitatie vinden we zodoende dat $\Sigma\xi = 22{,}90 + \xi_{af}$. Om het gewenste debiet van 0,09m^3/s te handhaven, moet de stroomsnelheid u in de buis nog steeds 1,19m/s zijn. Met in dit geval ΔH = 1,4m moet volgens (11) gelden dat $\Sigma\xi$ = 19,40 en dat is altijd kleiner dan 22,90 + ξ_{af}. at wil zeggen dat zelfs bij een volledig geopende afsluiter het gewenste debiet van 0,09m^3/s niet wordt gehaald.

Opgave 4

onderdeel a

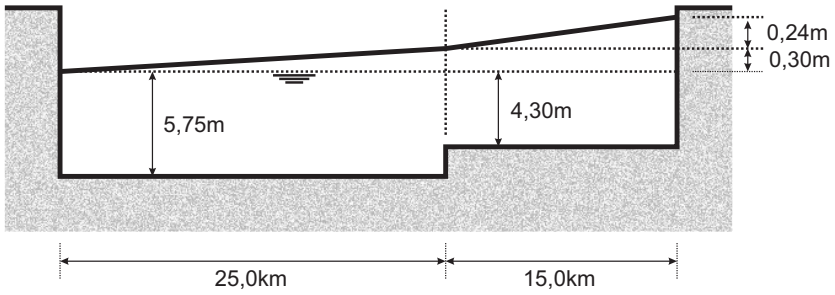
Het wind-geïnduceerde verhang i wordt gegeven door

$$i = c\frac{W^2}{gh} \tag{15}$$

waarin c een constante (c = 4e-6, zie algemene gegevens), W de windsnelheid en h een representatieve waterdiepte waarvoor in deze opgave de waterdiepte in afwezigheid kan worden gekozen. Met W = 13m/s en bovenstaande uitdrukking volgt voor het diepe gedeelte van het meer (h=5,75m) dat i = 1,2e-5 en voor het ondiepe gedeelte (h=4,30m) dat i = 1,6e-5.

onderdeel b

Bij wind uit het westen zal water naar de oostelijke oever worden opgestuwd. Als het meer gesloten zou zijn, zou daardoor de waterstand aan de westelijke (bovenwindse) oever dalen. Echter, omdat er aan die zijde een open verbinding met de rivier is, leidt die daling tot instroom vanuit de rivier. Daardoor blijft de waterstand aan de westoever constant (bij een waterdiepte van 5,75m). De opstuwing aan oostzijde wordt in dat geval ongeveer 25km * 1,2e-5 + 15km * 1,6e-5 = 0,30m + 0,24m = 0,54m (zie tevens onderstaande figuur).



onderdeel c

Bij een gesloten verbinding met de rivier zal het totale volume water in het meer gelijk blijven. Er is dan nog steeds opstuwing in oostelijke richting, maar deze gaat gepaard met een daling van de waterstand aan westzijde. In eerste benadering zijn de verhangen in het diepe en het ondiepe deel van het meer gelijk aan wat bij onderdeel b) is berekend, maar de waterdiepte aan de westoever is kleiner. Met andere woorden: ten opzichte van wat we bij onderdeel hebben gevonden, ligt de waterspiegel overal een zelfde afstand d lager. We kunnen deze afstand berekenen uit de overweging dat het totale volume in het meer gelijk moet blijven.

Een relatief makkelijke manier om d te bepalen gaat uit van het volume dat bij een open verbinding binnenstroomt. Als dat volume gelijkmatig over het gehele oppervlak van het meer wordt uitgespreid, vormt zich een schijf met dikte d.

Bij de open verbinding neemt het volume in het meer toe met (zie onderdeel b):

½ * 25,0km * 33,6km * 0,30m = 126,00e6 m^3
15,0km * 11,2km * 0,30m = 50,40e6 m^3
½ * 15,0km * 11,2km * 0,24m = 20,16e6 m^3

Bij elkaar opgeteld is dit 196,56e6 m^3. Uitgesmeerd over de oppervlakte van het meer (1008km^2) levert dit een schijf met een dikte van 0,195m. Bij een gesloten verbinding is de opstuwing aan oostzijde derhalve 0,195m lager dan bij een open verbinding. De opstuwing bij een gesloten verbinding komt hiermee op 0,345m.

opgave 5

onderdeel a
De maximale stroomsnelheid langs de oever treedt op als de afvoer en de retourstroom van de watertaxi elkaar versterken. Dat gebeurt als de watertaxi naar de onderspuier toe vaart. De stroomsnelheid u_a ten gevolge van de afvoer wordt gegeven door

$$u_a = \frac{Q}{A_c} \tag{16}$$

waarin Q het debiet is (30m^3/s) en A_c is de natte oppervlakte van de dwarsdoorsnede van het kanaal (47,25m^2). Hiermee is u_a = 0,635m/s.

De retourstroom u_r bepalen we met behulp van het diagram van Schijf. Met een oppervlak A_s = 6m^2 van het natte deel van het aanzicht van de watertaxi, is A_s/A_c = 0,127 en daarbij vinden we voor de grenssnelheid u_{gr} dat

$$u_{gr} = 0,58\sqrt{gh_{gem}} \quad ; \quad h_{gem} = \frac{A_c}{B_s} \tag{17}$$

waarin B_s de spiegelbreedte van het kanaal is (30m).

Voor 95% van deze grenssnelheid lezen we in het diagram van Schijf voor de retourstroom u_r dat

$$u_r = 0,16\sqrt{gh_{gem}} \tag{18}$$

waaruit volgt dat u_r = 0,629m/s.

De totale stroomsnelheid langs de oever komt hiermee op 0,635m/s + 0,629m/s = 1,264m/s.

onderdeel b
Om na te gaan of er sprake is van transport, gebruiken we het diagram van Shields (voor dichtheid 2650kg/m^3). Daarvoor moeten we de bodemschuifspanning τ_b kennen of de schuifspanningssnelheid u_*. Vanwege het onderlinge verband $\tau_b=\rho u_*^2$ maakt het in principe niet uit van welke van de twee we uitgaan.

Een veel gemaakte fout is het berekenen van de bodemschuifspanning uit

$$\tau_b = \rho g R i \tag{19}$$

Dat is in dit specifieke geval onjuist omdat bovenstaande relatie betrekking heeft op evenwicht tussen aandrijving door verhang en bodemwrijving. In deze opgave wordt de stroming niet alleen door een verhang aangedreven, maar ook door de watertaxi. De totale stroomsnelheid u_{tot} is immers de som van de stroming ten gevolge van het verhang en de retourstroom.

Voor die totale stroomsnelheid u_{tot} volgt de bijbehorende schuifspanningssnelheid u_* (en dus via $\tau_b=\rho u_*^2$ ook de bijbehorende bodemschuifspanning) uit

$$u_* = u_{tot}\frac{\sqrt{g}}{C} \quad ; \quad C = \frac{u_a}{\sqrt{Ri}} \tag{20}$$

waarin C de Chézy ruwheid van de kanaalbodem is. Deze berekenen we uit de Chézy relatie voor het verband tussen stroomsnelheid en verhang bij een zuiver verhang-gedreven stroming (het rechter deel in (20)).

Met R = 1,55m vinden we achtereenvolgens dat C = 69,4$\sqrt{}$m/s en u_* = 0,057m/s. Volgens het diagram van Shields treedt hierbij net geen transport op.

onderdeel c

Voor stabiliteit (en dat is iets anders dan 'geen transport') moet gelden dat

$$\Psi = \frac{u_*^2}{\Delta g D} \le 0{,}03\sqrt{1-\frac{\sin^2\alpha}{\sin^2\varphi}} = 0{,}0278 \tag{21}$$

waarbij de wortel een reductiefactor is voor de kritieke waarde (0,03) van de Shields parameter. Met deze reductie wordt in rekening gebracht dat losgestort materiaal op een talud (de oever van het kanaal) minder stabiel is dan hetzelfde materiaal op een vlakke, horizontale bodem. Hierin is α de taludhelling (sin α = 1/$\sqrt{}$17) en φ de hoek van inwendige wrijving van het korrelmateriaal (alles tussen 30° voor zand en 40° voor stortsteen is goed gerekend). Met φ = 40° en Δ = 1,65 en u_* = 0,057m/s vinden we uit (21) dat D > 7,2mm.

TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

vrijdag 26 juni 2015, 14:00 – 17:00

Algemene gegevens

Bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen kunt u gebruik maken van de gegevens in onderstaande lijst, tenzij bij de opgave nadrukkelijk anders is vermeld.

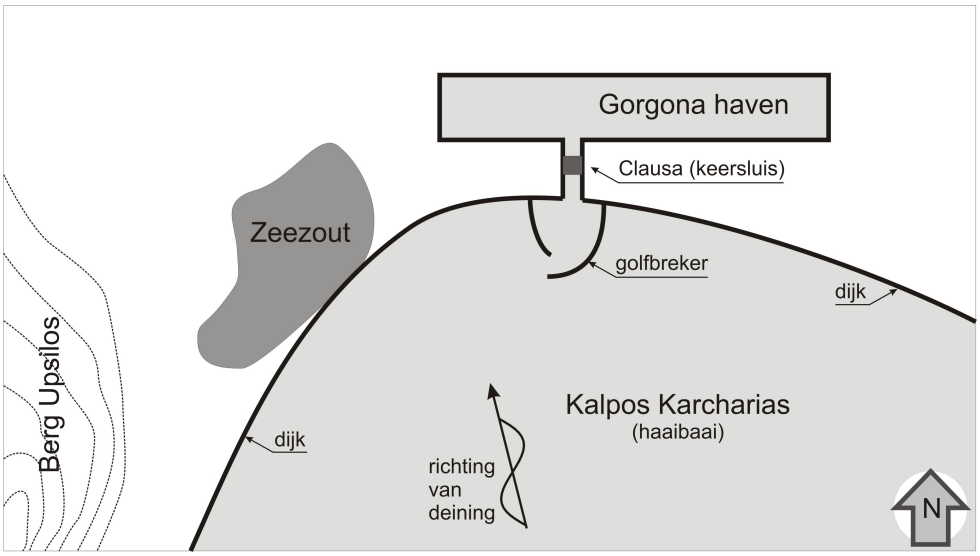
- versnelling van de zwaartekracht $g = 9{,}81$ N/kg
- massadichtheid van zout water $\rho_{zout} = 1025$ kg/m^3
- massadichtheid van zoet water $\rho_{zoet} = 1000$ kg/m^3
- massadichtheid van (gewapend) beton $\rho_{beton} = 2400$ kg/m^3
- massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven) $\rho_{steen} = 2650$ kg/m^3
- massadichtheid zand $\rho_{zand} = 2650$ kg/m^3
- massadichtheid lucht $\rho_a = 1.2$ kg/m^3
- schadefactor $k_d = 3$
- kinematische viscositeit $\nu = 10^{-6}$ m^2/s
- wrijvingscoëfficiënt voor wind $c_W = 3.5 \cdot 10^{-6}$
- ruwheid van het rivierbed $k_s = 0.04$ m
- korreldiameter grof zand $D = 400$ μm
- hoek van inwendige wrijving (grof zand) $\varphi = 30°$
- hoek van inwendige wrijving (stortsteen) $\varphi = 40°$
- coëfficiënt van Bligh voor grof zand $C_B = 12$
- coëfficiënt van Lane voor grof zand $C_L = 5$
- coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton $f = 0.5$

Dit tentamen gaat over een fictieve haven bij een al even fictieve baai en in het bijzonder over uiteenlopende waterbouwkundige aspecten van de haven en het gebied daaromheen.
Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben hetzelfde gewicht en tellen gelijk mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.
Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat.
Geef bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen steeds duidelijk aan hoe u tot uw antwoord bent gekomen. Een getal alleen volstaat nooit.

Beschrijving (10 minuten)

Ergens in een bijna tropisch klimaat luiert een baai met helder blauw water, zo helder dat je de vissen kunt zien zwemmen. Deze baai wordt Kalpos Karcharias genoemd. Vrij vertaald betekent dat Haaibaai, maar die zie je er gelukkig zelden. Recreanten die in de baai verpozen en vissers die verder op zee hun werk hebben, stallen hun schepen gebruikelijk in de Gorgona haven. De monding van deze haven is beschermd door twee havenhoofden. De haven zelf heeft een rechthoekige vorm en is door een toegangskanaal verboden met de baai.
De golfcondities in de baai zijn doorgaans matig. De hoogste windsnelheden komen voor bij wind uit het westen en daarvoor ligt de baai redelijk beschut door de berg Upsilos. De haven echter niet. In de baai is wel sprake van continue deining met variabele golfhoogte. Als deze te sterk wordt, sluit men het toegangskanaal tot de haven om te voorkomen dat de deining tot in het havenbekken doordringt en afgemeerde schepen wild tegen de steigers klotsen. Hiertoe is in het toegangskanaal de keersluis Clausa geplaatst.

Bij heftige deining in combinatie met hoogwater kan in de omgeving van de haven ernstige wateroverlast optredenen. Om dat te voorkomen is langs de rand van de baai een dijk aangelegd. Samen met de Clausa vormt deze een aaneengesloten kering.
Ten westen van de Gorgona haven is vlak achter de dijk een uitgestrekt terrein ingericht voor de winning van zeezout. Via een buisleiding over de dijk wordt water uit de baai gepompt dat men in een dunne laag over het terrein laat uitvloeien. Vervolgens laat men het water verdampen en blijft het zout achter.
Een overzicht van de haven en het gebied daaromheen is gegeven in figuur 1.



Figuur 1: Schematische kaart van het gebied rond de Gorgona haven.

De vijf vragen van dit tentamen gaan achtereenvolgens over de volgende onderwerpen:

1. getij, ontwerp van kering en golfbreker
2. stabiliteit van een waterkerende constructie
3. windopzet en transport van sediment
4. golfoploop en dijkontwerp
5. gesloten leidingen

Bij de beantwoording van deze vragen kunt u (naast de algemene gegevens in de lijst bovenaan) desgewenst gebruik maken van de volgende informatie:

- Variaties in de waterstand in de baai worden gedomineerd door het getij. Daar is nauwelijks windopzet van betekenis. Waterstanden worden aangeduid ten opzichte van gemiddeld zeeniveau MSL (= *mean sea level*) en variëren ruwweg tussen HWS (= *high water spring*, gelijk aan MSL+1.75m) en LWS (= *low water spring*, gelijk aan MSL-1.50m).
- De deining komt steevast uit het zuiden en laat zich karakteriseren door een $T_{m-1,0}$ = 14s en H_{m0} = 2m.
- De bodem van de Gorgona haven is vlak en horizontaal. Het bodemniveau is MSL-5.00m. Het gebied rondom de haven ligt op MSL+2.50m

opgave 1: Getij, ontwerp van kering en golfbreker (20 minuten)

a) Het getij wordt beschreven als een lineaire combinatie van harmonische componenten. Veel van deze componenten horen bij een specifiek effect van de beweging van Aarde, Maan en Zon ten opzichte van elkaar. Zo hoort de zogeheten M_2 component bij de rotatie van Aarde en Maan rond hun gezamenlijke massazwaartepunt. Met betrekking tot het maangetij zijn er ook elliptische componenten. Leg uit bij welk effect (of welke effecten) deze horen.

b) Wat is de dagelijkse ongelijkheid in het getij en waar wordt deze door veroorzaakt?

c) Stel dat u een ontwerp moet maken voor de kering in het toegangskanaal naar de haven, de Clausa en dat u de keuze zou hebben tussen een hefdeur, een set puntdeuren en een roldeur[1]. Geef voor elke van deze drie typen kort (in één zin) aan waarom u deze wel of niet zou kiezen.

d) De havenhoofden bij de monding van de Gorgona haven hebben een kern van stortsteen en de buitenlaag bestaat uit betonnen kubussen. De ribbe van deze kubussen is 0.90m en ze liggen onder een helling 1:2. Zijn de havenhoofden daarmee bestand tegen de deining die in de baai voor kan komen? Motiveer uw antwoord kwantitatief.

opgave 2: Stabiliteit van een waterkerende constructie (70 minuten)

Bij de beantwoording van deze opgave kunt u gebruik maken van het antwoordblad (delen I en II) dat bij dit tentamen is gevoegd. Vermeld daarop uw naam en studienummer en lever het in samen met uw andere antwoorden.

De keersluis Clausa is een ware bottleneck in het toegangskanaal naar de haven omdat de inwendige breedte maar de helft van de breedte van het kanaal is. Het ding moet worden vervangen, maar zover is het nog niet. In deze opgave kijken we naar de stabiliteit van de bestaande keersluis in gesloten toestand. De sluis is gesloten tijdens hoogwater. Vervolgens is het laagwater geworden en dat is de toestand waarvoor de stabiliteit beoordeeld moet worden. Een schets van de keersluis en bijbehorende waterstanden is gegeven in figuur 2. Het eigen gewicht van de betonconstructie is 10 MN en dat van het afsluitmiddel is 1500 kN. De werklijnen van beide eigen gewichten gaan door het midden van het grondvlak van de constructie.

a) In de onderdelen b), c) en d) van deze tweede opgave inventariseren we de belastingen op de constructie en gaan we na welke momenten deze belastingen teweegbrengen. Daartoe is het nodig om vooraf een punt te kiezen waarom deze momenten worden bepaald. Omschrijf welk punt u daarvoor kiest en geef dit punt aan in de schets van de langsdoorsnede van de constructie op antwoordblad II.

b) Bepaal de horizontale, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad I. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave b) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.

[1] Een roldeur wordt vanaf de zijkant in het kanaal geschoven om de afsluiting te realiseren. Het is de horizontale variant van de hefdeur.

c) Bepaal de neerwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad I. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave a) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.

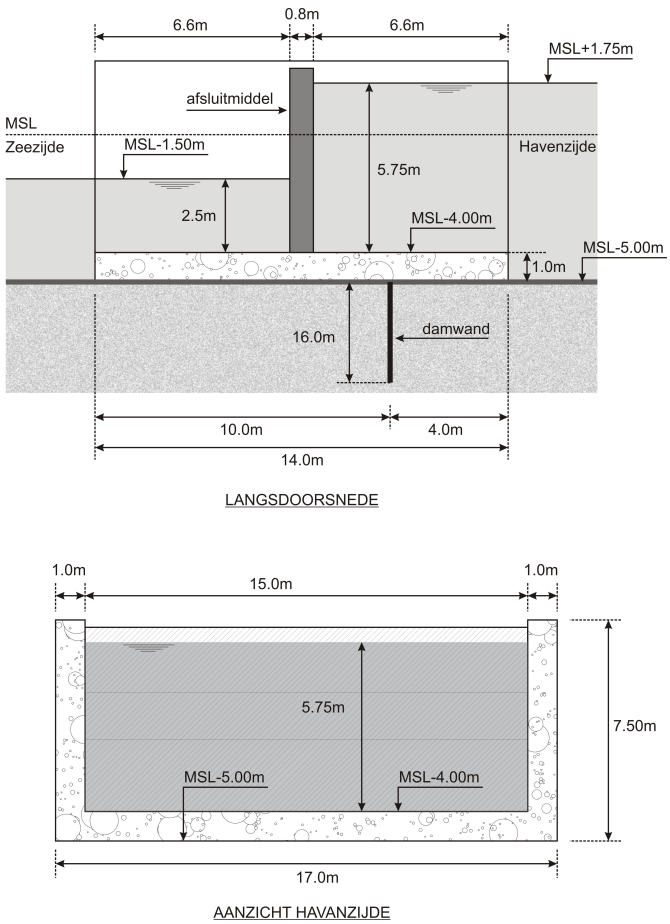
d) Bereken het verloop van de opwaartse waterdruk langs het grondvlak van de constructie en teken dit verloop op antwoordblad II. Bereken tevens de resultante van deze opwaartse druk en het bijbehorende moment om het punt dat u in opgave a) heeft gekozen. In plaats van één resultante kunt u desgewenst het berekende verloop van de opwaartse waterdruk verdelen in makkelijk hanteerbare onderdelen en voor elk van die onderdelen een afzonderlijke resultante bepalen.

e) Kwantificeer de veiligheid tegen afschuiven van de constructie onder de gegeven condities.

f) Beoordeel kwantitatief het gevaar op kantelen van de constructie.

g) Bereken het verloop van de korrelspanning onder de constructie en schets het berekende verloop op het antwoordblad II. Geef in die schets extreme spanningen aan.

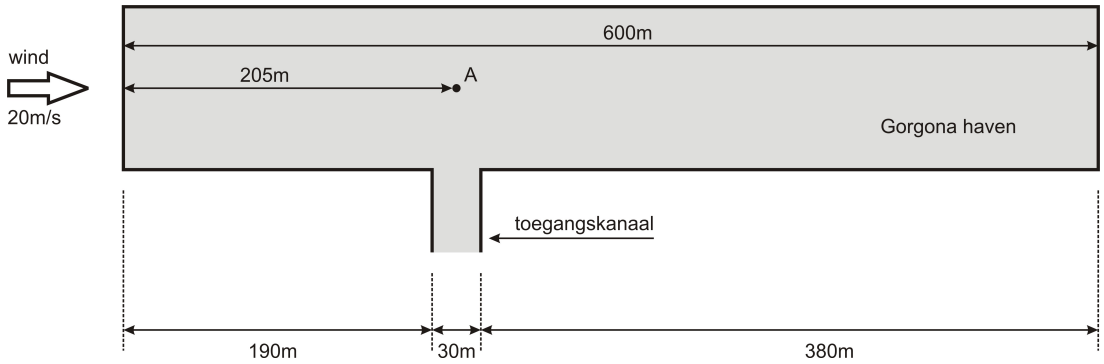
h) Beoordeel kwalitatief de veiligheid tegen afschuiven en kantelen voor het geval de keersluis bij laagwater zou zijn gesloten en het vervolgens hoogwater wordt (waterstanden links en rechts gespiegeld ten opzichte van in figuur 2 is geschetst). Motiveer uw antwoord.



Figuur 2: Langsdoorsnede en aanzicht van de keersluis Clausa in gesloten toestand.

opgave 3: Windopzet en transport van sediment (40 minuten)

De Gorgona haven heeft een rechthoekige vorm. De lengte (in oost-west richting) bedraagt 600m en de breedte is 90m. Het toegangskanaal dat de haven met de baai verbindt, sluit aan op een van de lange zijden van de haven (zie figuur 3).



Figuur 3: Overzicht Gorgona haven.

Soms komt in gebeid van de haven een krachtige westen wind voor met een snelheid van 20m/s die ook nog eens lang kan aanhouden. Omdat deze windrichting niet leidt tot een verhoging van de waterstand in de baai, blijft het toegangskanaal Clausa gewoon open.

a) Bepaal voor de gegeven condities de maximaal te verwachten windopzet in het havenbekken bij een waterstand in de baai van MSL+0.0m (getij kan in deze opgave buiten beschouwing worden gelaten; de bodem ligt op MSL-5.0m).

b) De windopzet gaat gepaard met een vertikale circulatie in het havenbekken. Bereken voor punt A (zie figuur 2) de bodemschuifspanning die bij deze circulatie hoort. Ga ervan uit dat zich een stationaire toestand heeft ingesteld.

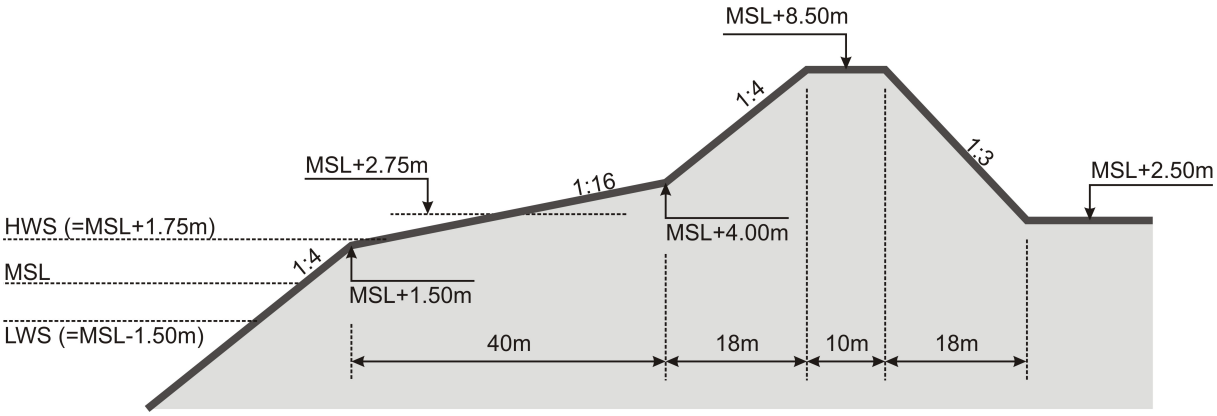
c) De bodem van de haven bestaat uit zand met een korreldiameter van 200μ (= 0.2mm). Ga na of er als gevolg van de circulatie die in onderdeel b) van deze opgave is genoemd, in punt A (zie figuur 3) transport van sediment optreedt en zo ja, in welke richting. Indien u bij onderdeel b) geen antwoord heeft kunnen vinden, kunt u desgewenst uitgaan van een bodemschuifspanning met een grootte van 0.25N/m^2.

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

opgave 4: Golfoploop en dijkontwerp (40 minuten)

Langs de rand van de baai is een dijk aangelegd om te voorkomen dat invallend deining in combinatie met hoogwater tot overlast leidt. Er is gekozen voor een dijk met een berm, waarvan het midden op MSL+2.75m ligt. Dat is 1.00m boven de ontwerpwaterstand van HWS (gelijk aan MSL+1.75m). De reden daarvoor is dat de berm ook wordt gebruikt voor recreatieve doeleinden. Tegen die achtergrond is het prettig als de berm een zo groot mogelijk deel van de tijd droog

blijft. De berm ligt onder een helling van 1:16. Bij het boven- en benedenbeloop is de helling 1:4. De kruin van de dijk ligt op MSL+8.50m en deze heeft een breedte van 10m vanwege het verkeer dat er overheen moet kunnen. De helling van het binnentalud is 1:3 en aan landzijde ligt maaiveld op MSL+2.50m. Een dwarsdoorsnede van de dijk is gegeven in figuur 4. Uitganspunt voor het ontwerp van de dijk was de deining die vanuit het zuiden de baai in komt ($T_{m-1,0}$ = 14s en H_{m0} = 2m) en loodrecht op de dijk invalt. Ga uit van gladde bekleding van het talud.



Figuur 4: Dwarsdoorsnede van de dijk (zeezijde is links in de schets)

a) Hoe groot is de bermbreedte die volgens de Nederlandse ontwerprichtlijn in rekening mag worden gebracht voor het bepalen van de golfoploop?

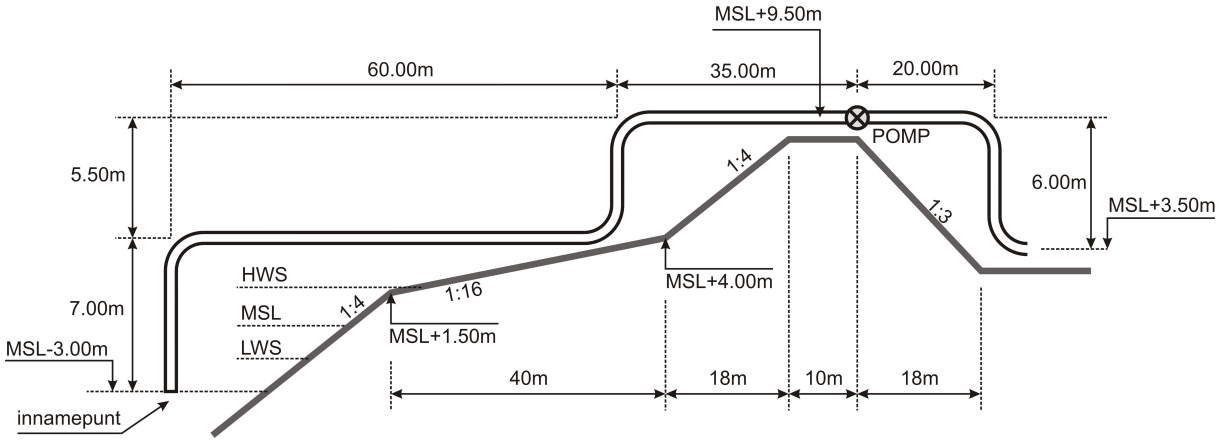
b) Bereken de reductiefactor voor de golfoploop voor de aanwezigheid van de berm (γ_b). Als u bij het voorgaande onderdeel van deze vraag geen antwoord heeft kunnen vinden, kunt u desgewenst uitgaan van een bermbreedte van 30m.

c) Is, gelet op uw antwoord op onderdeel b) van deze opgave, een kruinhoogte van MSL+8.50m toereikend? Motiveer uw antwoord kwantitatief.

d) Stel dat wordt besloten om het bovenbeloop van een ruwe bekleding te voorzien om de golfoploop te beperken. Tot welk niveau (ten opzichte van MSL) is dat volgens de Nederlandse ontwerprichtlijn effectief?

opgave 5: Gesloten leidingen (40 minuten)

Voor de winning van zeezout is over de dijk een gesloten leiding aangelegd om water vanuit de baai te pompen naar een terrein vlak achter de dijk. Omdat de beheerder van de dijk omwille van de veiligheid geen toestemming heeft verleend om de leiding door de dijk te leggen, is gekozen voor een oplossing waarbij de leiding er met een afzichtelijke draagconstructie overheen wordt geleid. Een schematische weergave van de dwarsdoorsnede van de dijk met daarbij de leiding (maar zonder de draagconstructie) is gegeven in figuur 5.



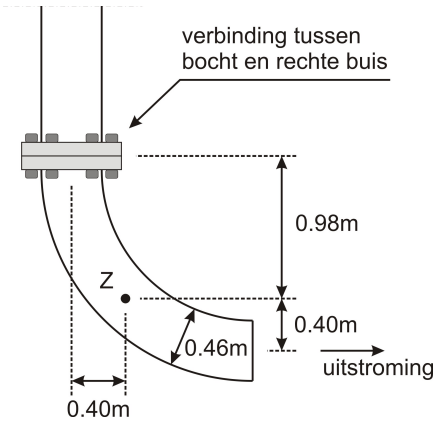
Figuur 5: Doorsnede van de dijk en een impressie van de leiding die daaroverheen is gelegd.

Waar de leiding over de kruin van de dijk gaat, is een pomp geïnstalleerd. Deze zorgt voor een constant debiet van $5m^3$/minuut ($0.0833m^3/s$). De inwendige diameter van de ronde leiding is D=0.46m en de stroomsnelheid in de buis is 0.5m/s.
De lengte van de leiding vanaf het innamepunt aan zeezijde van de dijk tot aan de pomp is 107.5m en de leiding vanaf de pomp tot het uitstroompunt heeft een lengte van 26.0m. De wandruwheid van de leiding bedraagt 10^{-4}m. De straal r van alle vijf bochten in de leiding is 3 maal zo groot als de inwendige diameter (r/D=3).
Bij het innamepunt aan zeezijde van de dijk is de vormgeving van de leiding niet optimaal. De stroming contraheert. Het effectieve oppervlak van doorstroming in de leiding is daar slechts 85% van het werkelijke oppervlak (contractiecoëfficiënt is 0.85).

a) Geef een kwantitatief overzicht van alle verliezen die in de leiding optreden. Voor de weerstand in de pomp geldt een verliescoëfficiënt ξ_{pomp}= 0.48.

b) Hoe groot is het vermogen dat de pomp moet leveren om een constant debiet van $5m^3$/minuut te realiseren?

c) Het uitstroomeinde van de leiding bestaat uit een bocht die met een boutverbinding onderaan een vertikaal deel is bevestigd (zie figuur 6). Het eigen gewicht van de bocht, volledig gevuld met water, bedraagt 4.2kN. Het massazwaartepunt van de gevulde bocht is in figuur 6 met Z aangegeven. Bereken het buigend moment in de boutverbinding voor de situatie dat de pomp in vol bedrijf is (debiet van $5m^3$/minuut).



Figuur 6: uiteinde van de leiding waar uitstroming plaatsvindt.

Iemand oppert dat op het energieverbruik van de pomp bespaard kan worden door het gedeelte van de leiding aan landzijde van de pomp te verwijderen en het water over het binnentalud van de dijk te laten afstromen. Terwijl de zwaartekracht voor de afstroming zorgt, is de leiding korter geworden en is dus ook de wandwrijving minder. De pomp hoeft zodoende minder hard te werken, zo is de redenering.

d) Klopt deze redenering? Motiveer uw antwoord met een berekening.

ANTWOORDBLAD I

bij het tentamen CTB2410 van 26 juni 2015

naam: _____

studienummer: _____

Overzicht van belastingen (gebruik regels voor H en V naar behoeven; er zijn bijvoorbeeld niet per se 4 horizontale belastingen, het kunnen er ook meer of minder zijn)

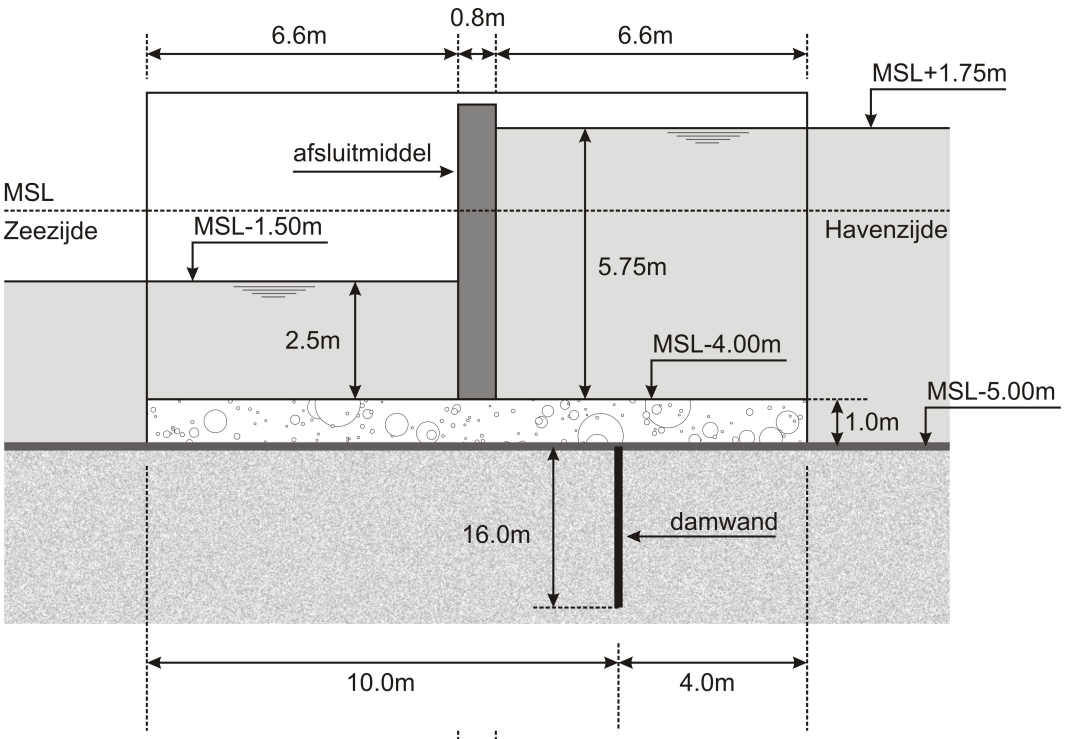
	kracht [kN]	arm [m]	moment [kNm]
Horizontale belastingen			
H_1			
H_2			
H_3			
H_4			
Vertikale, neerwaartse belastingen			
V_{n1}			
V_{n2}			
V_{n3}			
V_{n4}			
V_{n5}			
V_{n6}			
Vertikale, opwaartse belastingen			
V_{o1}			
V_{o2}			
V_{o3}			
V_{o4}			
V_{o5}			
V_{o6}			

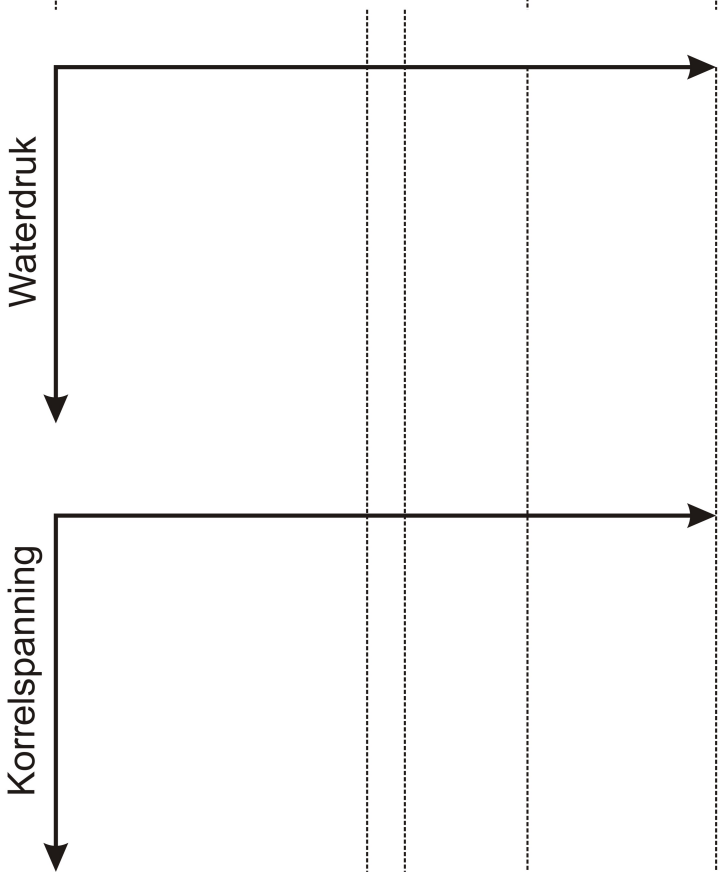
ANTWOORDBLAD II

bij het tentamen CTB2410 van 26 juni 2015

naam: _____

studienummer: _____





UITWERKING

Hoewel aan de uitwerking van elk tentamen veel zorg is besteed, kan niet volledig worden uitgesloten dat er onjuistheden in zijn geslopen. Bekijk de uitwerkingen daarom kritisch. De docent houdt zich aanbevolen voor suggesties en opmerkingen. Aan uitwerkingen van tentamens kunnen nooit rechten worden ontleend met betrekking tot de beoordeling van uw werk of anderszins.

opgave 1

onderdeel a)
Elliptische componenten zijn gerelateerd aan de elliptische vorm van de baan van de Maan en de bijbehorende variatie in omloopsnelheid (hoe dichter de Maan bij de Aarde, hoe groter deze snelheid).

onderdeel b)
De dagelijkse ongelijkheid is het verschijnsel dat opeenvolgende hoogwaters (of laagwaters) afwisselend iets hoger of lager zijn dan het gemiddelde. De oorzaak is dat de rotatie-as van de Aarde niet loodrechts staat op het baanvlak van de Maan.

onderdeel c)
De belangrijkste overwegingen:

- er moet dubbelzijdig gekeerd kunnen worden (kan niet bij een enkele set puntdeuren)
- liever geen beperking in doorvaarthoogte (die is er wel bij een hefdeur)

Overige argumenten:

- breedte van de constructie (relatief groot bij een roldeur)
- doorvaartbreedte (bij puntdeuren kleiner dan bij rol- of hefdeur)
- hoogte van de constructie (bij hefdeur groter dan bij puntdeuren en hefdeur)

onderdeel d)
Controleer of de aanwezige $D_{n,50}$ voldoet aan het minimum volgens Hudson:

$$\frac{H_s}{\Delta D_{n,50}} = \left(k_d \cot\alpha\right)^{1/3}$$

met $H_s \approx H_{m0} = 2$m, $k_d = 3$, $\cot\alpha = 2$ en $\Delta = \frac{\rho_{beton} - \rho}{\rho} = 1.34$ (ρ = 1025 kg/m^3, ρ_{beton} = 2400 kg/m^3). Hieruit volgt dat $D_{n,50} \geq 0.82$m. De aanwezige $D_{n,50} = 0.90$m voldoet heraan. Bedenk dat de $D_{n,50}$ van een blok met een willekeurige vorm is gedefinieerd als de ribbe van een kubus met hetzelfde gewicht.

Het is ook mogelijk om de controle uit te voeren op basis van het minimaal benodigde steengewicht W volgens

$$W = \frac{\rho_{beton} g H_s^3}{\Delta^3 k_d \cot\alpha}$$

waaruit volgt dat W = 13047N. De toegepaste kubussen wegen 0.9^3 (m^3) * 2400 (kg/m^3)* 9.81 (N/kg) = 17164 N en voldoen dus. Dit gaat er echter aan voorbij dat kubussen zijn toegepast.

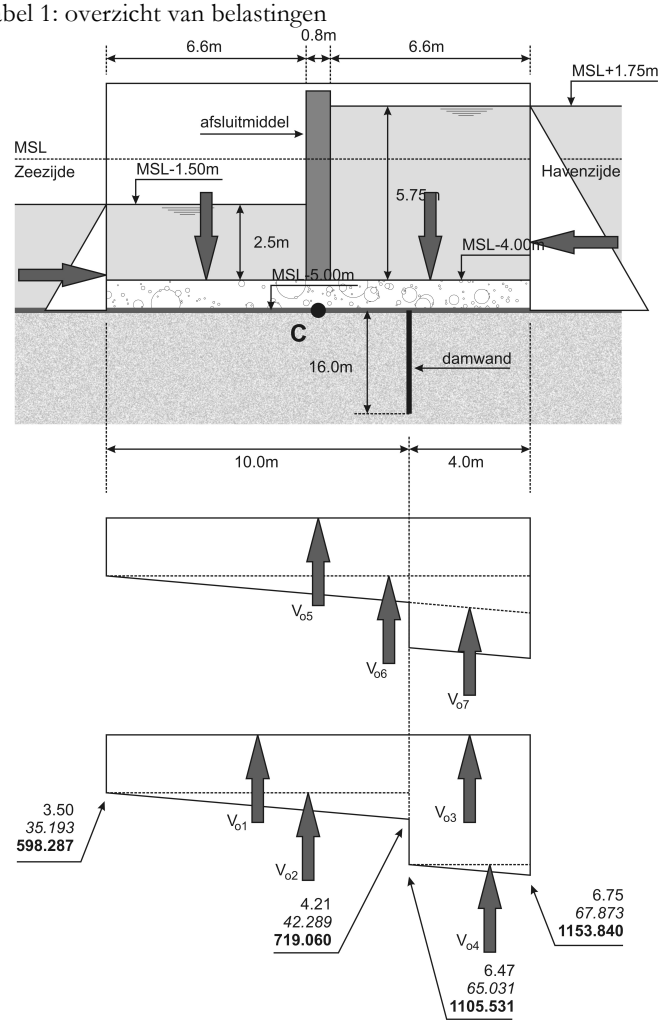
opgave 2

onderdeel a)
In deze uitwerking is gekozen voor het geometrisch zwaartepunt van het grondvlak van de constructie (α = 0.5, in termen van de formules in het dictaat). Dit punt is aangegeven met C in de schets bij onderdelen b), c) en d) (zie tabel 1).

onderdelen b), c) en d)
De diverse belastingen zijn aangegeven in tabel 1. Bij vertikale krachten is naar boven positief genomen en bij horizontale krachten is naar rechts positief. Momenten zijn linksom positief.

Omdat in deze uitwerking momenten zijn bepaald rond een punt in het grondvlak van de constructie, komt de wrijving tussen constructie en ondergrond niet voor bij de horizontale belastingen die zijn genoemd in tabel 1. Omdat de arm bij deze belasting gelijk is aan nul, is er geen bijdrage aan het totale moment. Als we de momenten rond een hoger of lager gelegen punt hadden bepaald, zou de wrijving wel bijdragen.

Tabel 1: overzicht van belastingen



	kracht [kN]	arm [m] (tov C)	moment [kNm]
Horizontale belastingen: waterdruk over volle breedte van 17m van de constructie			
H_1	1047	1.17	-1222
H_2	-3894	2,25	8762
ΣH	-2847		
Vertikale, neerwaartse belastingen: inwendige breedte van de constructie is 15m			
V_{n1}	-1500	0.00	0
V_{n2}	-10000	0.00	0
V_{n3}	-2489	3.70	9208
V_{n4}	-5724	3.70	-21179
Vertikale, opwaartse belastingen: waterdruk over volle breedte van 17m van de constructie (opwaartse waterdruk splitsen in 4 delen)			
V_{o1}	5983	2.00	-11966
V_{o2}	604	0.33	-201
V_{o3}	4422	5.00	22111
V_{o4}	97	5.67	548
(of opwaartse waterdruk splitsen in 3 delen)			
V_{o5}	8376	0.00	0
V_{o6}	1184	2.33	2762
V_{07}	1546	5.00	7729
ΣV	-8632	ΣM	6061

(opwaartse waterdrukken vermeld in m, kN/m^2 en **kN/m¹**)

onderdeel e)
De constructie is veilig tegen afschuiven als

$$\gamma = \frac{\min\{f, \tan\delta\}\left|\sum V\right|}{\left|\sum H\right|} > 1$$

met f=0.5 en $(2/3)\varphi \le \delta \le \varphi$ (φ=30°; hoek van inwendige wrijving van zand). In dit tentamen is elke keuze voor φ in dit interval goed ($0.364 \le \min\{f,\tan\delta\} \le 0.500$). Omdat ΣV = -8608kN (neerwaarts: de constructie drijft niet op) en ΣH = -2847kN, vinden we $1.10 \le \gamma \le 1.51$. Dus voor alle waarden van δ in het genoemde interval is $\gamma > 1$.

onderdeel f)
Controle op kantelen kan op twee manieren worden uitgevoerd. Een daarvan maakt gebruik van de excentriciteit e:

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} \quad ; \quad \left(\frac{1}{3} - \alpha\right) L \le e \le \left(\frac{2}{3} - \alpha\right) L$$

Met ΣM = 6061kNm en ΣV = -8608 kN volgt dat e = -0.70m. Omdat α = 0.5 is gekozen en omdat L = 14m, moet gelden dat -2.33m ≤ -0.70m ≤ 2.33m. Dat is het geval en dus is kantelen niet aan de orde.

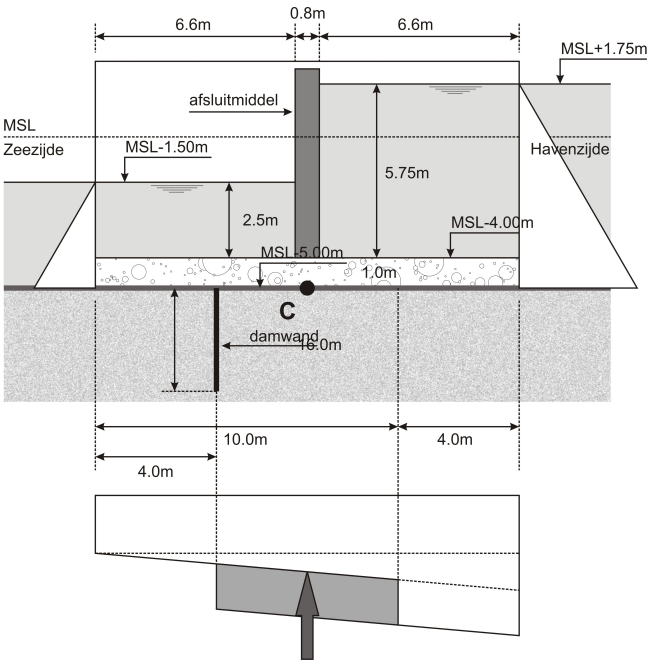
In de andere methode kijken we naar de extreme korrelspanningen onder de constructie. Als deze verschillend van teken zijn, moet één van beide een trekspanning zijn en dan is sprake van kantelen. De extreme korrelspanningen worden gegeven door

$$\sigma_1 = (6\alpha - 4)\frac{\sum V}{BL} + \frac{\sum M}{W} \quad ; \quad W = \frac{1}{6} BL^2$$
$$\sigma_2 = (2 - 6\alpha)\frac{\sum V}{BL} - \frac{\sum M}{W}$$

met B = 17m. Hiermee volgt dat σ_1 = 47.08kN/m² en σ_2 = 25.26kN/m². Omdat de constructie niet opdrijft (ΣV is neerwaarts) en beide extreme korrelspanningen hetzelfde teken hebben, is onder het gehele grondvlak van de constructie een drukspanning aanwezig. Er is dus geen sprake van kantelen.

onderdeel g
De extreme korrelspanningen worden berekend volgens de tweede methode die bij onderdeel f) is gegeven. Omdat de som van momenten rond punt C ten gevolge van uitwendige belastingen (exclusief korrelspanning) en eigen gewicht linksom is en het moment (t.o.v. C) ten gevolge van de korrelspanning daar evenwicht mee moet maken, treedt de maximale korrelspanning op aan het linker uiteinde van de constructie (zeezijde).

onderdeel h)
Als de kering bij laagwater wordt gesloten en het vervolgens hoogwater is geworden, zijn de waterstanden gespiegeld ten opzichte van de oorspronkelijke situatie. Gelet op de symmetrie van de constructie is dat vergelijkbaar met het verplaatsen van de damwand van 3m rechts van punt C naar 3m links van punt C. Dat heeft alleen consequenties voor de opwaartse waterdruk. De verandering is aangegeven in onderstaande schets.



De opwaartse druk wordt groter (het grijs gemarkeerde deel in de schets). De resultante van de extra opwaartse druk gaat door punt C. In deze uitwerking (met α=0.5) blijft ΣM derhalve gelijk aan die in de oorspronkelijke situatie. ΣV wordt echter kleiner (minder neerwaarts: ΣV wordt -6289kN). De grootte van de excentriciteit e neemt daarmee toe (wordt -0.96m) en de veiligheid tegen afschuiven γ juist kleiner (0.80 ≤ γ ≤ 1.10, afhankelijk δ; mogelijk afschuiven).

opgave 3

onderdeel a)
Het verhang dat zich uiteindelijk in de haven zal instellen, wordt gegeven door

$$i = c_w \frac{W^2}{gh}$$

waarin c_w = 3.5e-6 en de windsnelheid W = 20m/s (beide gegeven). Voorts is h een representatieve waterdiepte. Omdat het toegangskanaal naar de haven open is, is de waterstand in de haven ter hoogte van dit kanaal gelijk aan die op zee. Benedenwinds van dit kanaal (rechts in figuur 3) stijgt de waterstand en links daarvan daalt deze. Opzet wordt zodoende gegenereerd over de afstand van het toegangskanaal tot aan het benedenwindse uiteinde van de haven (395m).

Voor de representatieve waterdiepte h houden we 5m aan. Dat is de diepte in de hele haven als er geen wind is. Daarmee vinden we i = 2.85e-5 zodat, met een strijklengte F = 395m, de waterstand aan benedenwindse zijde stijgt met 1.13cm.

Het is ook mogelijk om de waterdiepte in het midden van de haven als representatieve waterdiepte te kiezen. Deze is gelijk aan 5+i*95 m. In dat geval volgt het verhang i uit $i = c_w W^2 / (g(5+95i))$. Dat is te herleiden tot een kwadratische vergelijking in i. Het resultaat is vrijwel identiek.

onderdeel c)
Uit de diepte-geïntegreerde impulsbalans voor horizontaal uniforme stroming

$$0 = -ghi + \frac{\tau_w - \tau_b}{\rho}$$

met t_w de windschuifspanning ($\tau_w = \rho_a(0.0505W)^2$; ρ_a=1.2kg/m^3) en τ_b de gevraagde bodemschuifspanning. Hieruit volgt dat $\tau_b = \tau_w - \rho ghi$ = 1.224N/m^2 - 1.4329N/m^2 = -0.2089N/m^2.

Veel deelnemers aan het tentamen hebben de bodemschuifspanning bepaald uit $\tau_b = \rho ghi$ (of ρgRi met R de hydraulische straal). Anderen hebben geredeneerd dat er een evenwicht zou moeten zijn tussen wind- en bodemschuifspanning. Dat is geen van beide juist. Opvallend is het geringe aantal deelnemers dat tot een correct antwoord is gekomen, terwijl dit vraagstuk twee maal in het college is voorgedaan en beide keren is gemeld dat dit "zomaar op het tentamen gevraagd zou kunnen worden".

onderdeel d)
De vraag of sprake is van transport van sediment beantwoorden we met behulp van het diagram van Shields waarin de grens tussen wel en geen transport is aangegeven als functie van de Shields parameter Ψ

$$\Psi = \frac{\tau_b}{\Delta \rho g d} \quad ; \quad \Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

en het getal van Reynolds Re_*

$$Re_* = \frac{u_* D}{\nu} = \frac{D}{\nu}\sqrt{\frac{\sigma_b}{\rho}}$$

Met D=0.0002m, ρ_s = 2650kg/m^3 en ν = 1e-6 m^2/s (alle drie gegeven), is Δ = 1.578, Re_* = 2.86 en Ψ = 0.0658. Met deze waarden volgt uit het diagram dat sprake is van transport.

Omdat ρ_s = 2650kg/m^3 kan ook gebruik gemaakt worden van het alternatieve diagram van Shields dat specifiek voor deze dichtheid geldt. Daarin valt voor het punt (D,τ_b) = (0.0002m , 0.2089N/m^2) dezelfde conclusie te trekken.

In een vertikale langsdoorsnede van de haven treedt een circulatie op met nabij het oppervlak een stroming in de richting van de wind en bij de bodem een stroming in tegengestelde richting. Het transport is zodoende tegen de wind in (naar het westen).

opgave 4

onderdeel a)
De bermbreedte B die in rekening mag worden gebracht, wordt gevonden uit het horizontale equivalent van de berm. Deze wordt gevonden door het boven- en benedenbeloop door te trekken tot het gemiddelde bermniveau (MSL+2.75m) en dan de horizontale afstand te nemen.

Boven- en benedenbeloop hebben een helling 1:4. Deze moeten worden doorgetrokken over een vertikale afstand gelijk aan de helft van de hoogte van de berm. Deze hoogte is gelijk aan 40m/16 = 2.5m en de helft daarvan is 1.25m. Bij een helling 1:4 levert dat een horizontale afstand op van 5.00m. Het horizontale equivalent van de berm is zodoende 2 * 5.00m = 10.00m korter dan de afstand tussen beide knikken in het dwarsprofiel: 30.00m

Bovendien geldt dat de in rekening te brengen bermbreedte niet groter mag zijn dan een kwart van de golflengte op diep water: $gT^2_{m-1,0}/(2\pi)$ = 306m. Het maximum is dus 306m/4 = 76.5m. Dat is meer dan 30.00m. De bermbreedte komt zodoende uit op 30.00m.

onderdeel b)
De reductiefactor γ_b wordt gevonden uit

$$\gamma_b = \max\left\{1 - \frac{B}{L_{berm}}\left(1 - r_{db}\right); 0.6\right\}$$

met L_{berm} = B + 2*4*H_{m0} = 46,00m en omdat het gemiddelde niveau van de berm (MSL+2.75m) boven de ontwerpwaterstand (MSL+1.75m) ligt, is

$$r_{db} = 0.5 - 0.5\cos\left(\pi \frac{d_b}{R_{u,2\%}}\right)$$

met d_b = (MSL+2.75m) - (MSL+1.75m) = 1m (bedenk dat het argument van de cos wordt uitgedrukt in radialen).

De oploop $R_{u,2\%}$ is afhankelijk van de golfhoogte H_{m0} en de brekerparameter

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{\frac{2\pi H_{m0}}{gT^2_{m-1,0}}}}$$

waarin tan(α) de helling van het talud (1/4). Met H_{m0} = 2m en $T_{m-1,0}$ = 14s vinden we $\xi_{m-1,0}$ = 3.09. Zelfs bij maximale reductie (γ_b = 0.6) is $\gamma_b\,\xi_{m-1,0}$ > 1.77, zodat

$$R_{u,2\%} = H_{m0}\left(4.3 - \frac{1.6}{\sqrt{\gamma_b \xi_{m-1,0}}}\right)$$

Uit bovenstaande uitdrukkingen voor γ_b, r_{db} en $R_{u,2\%}$ kan de reductiefactor iteratief worden bepaald. Er zijn diverse beginschattingen mogelijk. Een daarvan is $R_{u,2\%}$ = 2 H_{m0}. In deze uitwerking gebruiken we γ_b = 1. Dat leidt tot de volgende schattingen:

1) γ_b = 1.00, $R_{u,2\%}$ = 6.78m
2) γ_b = 0.60 (eigenlijk 0.38, maar het minimum is 0.6), $R_{u,2\%}$ = 6.25m
3) γ_b = 0.60 (eigenlijk 0.39), $R_{u,2\%}$ = 6.25m

Conclusie: γ_b = 0.6.

onderdeel c)
Kruinhoogte moet minimaal Ru,2% (6.25m) plus een overhoogte van ten minste 0.5m boven de ontwerpwaterstand (MSL+1.75m) liggen. In dit geval is dat MSL+8.50m. De kruin ligt zodoende juist hoog genoeg.

Diverse deelnemers aan het tentamen hebben deze eis aan de kruinhoogte bij onderdeel b) gebruikt om tot de $R_{u,2\%}$ te komen. Dat is niet juist, Het gaat voorbij aan de mogelijkheid dat naast dit minimum nog andere overwegingen een rol hebben gespeeld bij het vaststellen van de kruinhoogte.

onderdeel d)
Ruwe bekleding is effectief tot een hoogte van $0.5R_{u,2\%}$ (=3.13m) boven de ontwerpwaterstand (MSL+1.75m), dus tot MSL+4.88m. Aangezien dit op het bovenbeloop ligt (en niet op de berm), is dit inderdaad de bovengrens.

Indien $0.5R_{u,2\%}$ boven de ontwerpwaterstand ergens op de berm terecht zou komen, zou dit niet de bovengrens zijn. Bekleding op de berm is niet effectief volgens de richtlijn. In dat geval zou de onderkant van de berm (MSL+1.50m) de bovengrens zijn, mits dit ligt boven $0.25R_{u,2\%}$ onder de ontwerpwaterstand (want dat is de ondergrens).

opgave 5

onderdeel a)
Verliezen zijn gerelateerd aan:

- contractie bij instroming: contractiecoëfficiënt $\mu = 0.85$ (gegeven), dan $\xi_{in} = (1/0.85 - 1)^2 = 0.03$
- wandwrijving: zie hieronder
- bochten: Er zijn 5 bochten met r/D=3. Per bocht geldt ξ=0.12 (tabel bij ontwerpgrafieken), dus ξ_{bocht} = 0.60
- doorvoer door de pomp: $\xi_{pomp} = 0.48$ (gegeven)
- uitstroming: $\xi_{uit} = 1$ (zie ook de uitwerking van onderdeel b)

De verliescoëfficiënt voor wandwrijving wordt gegeven door

$$\xi_{wand} = \frac{\lambda L}{D}$$

met L=107.5m + 26.0m = 133.5m en D=0.46m (beide gegeven) en voor λ geldt

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log_{10}\left(\frac{k_s/D}{3.7} + \frac{2.51}{\mathrm{Re}}\cdot\frac{1}{\sqrt{\lambda}}\right) \quad ; \quad \mathrm{Re} = \frac{uD}{\nu}$$

met $k_s = 10^{-4}$m en D=0.46m (beide gegeven) zodat k_s/D=0.00022 en $u = \frac{Q}{\pi D^2/4}$ =0.50m/s (Q=0.0833m^3/s; gegeven), zodat Re=0.23e6 (v=1e-6 m^2/s, gegeven).

Uit bovenstaande uitdrukking voor λ kan $1/\sqrt{\lambda}$: iteratief worden bepaald. Een beginschatting vinden we uit de veronderstelling dat de stroming in de buis zeer turbulent is (Re $\to\infty$). Dan is

$$\left[\frac{1}{\sqrt{\lambda}}\right]_1 = -2\log_{10}\left(\frac{k_s/D}{3.7}\right)$$

waarbij $[\,]_1$ aangeeft dat het om de eerste schatting gaat. Volgende schattingen volgen uit

$$\left[\frac{1}{\sqrt{\lambda}}\right]_{i+1} = -2\log_{10}\left(\frac{k_s/D}{3.7} + \frac{2.51}{\mathrm{Re}}\cdot\left[\frac{1}{\sqrt{\lambda}}\right]_i\right)$$

Opeenvolgende schattingen zijn:

1. $1/\sqrt{\lambda} = 8.86$
2. $1/\sqrt{\lambda} = 7.64$

3. $1/\sqrt{\lambda} = 7.69$
4. $1/\sqrt{\lambda} = 7.69$

zodat λ=0.017. Daarmee is ξ_{wand} = 0.017*133.5/0.46 = 4.91

Het is ook mogelijk om de coëfficiënt λ af te lezen in het diagram van Moody. Met $k_s = 10^{-4}$m en D=0.46m (beide gegeven), is k_s/D=0.00022 en met $u = \frac{Q}{\pi D^2/4}$ =0.50m/s (Q=0.0833m^3/s; gegeven), is Re=0.23e6 (v=1e-6 m^2/s, gegeven). Hiermee vinden we dat λ=0.017. Daarmee is ξ_{wand} = 0.017*133.5/0.46 = 4.91

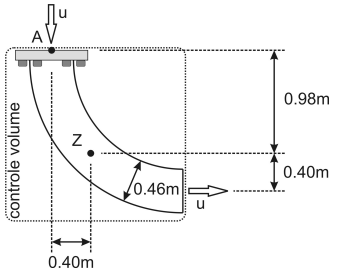
onderdeel b)
Het (netto) vermogen wordt gegeven door $P=\rho g Q \Delta H$. Hierin is ΔH het verschil in energiehoogte tussen het innamepunt en het uitstroompunt, vermeerderd met het totaal aan verliezen dat ik de leiding optreedt:

$$\Delta H = H_{uit} - H_{in} + \frac{u^2}{2g}\sum_i \xi_i$$

Omdat de stroomsnelheid niet varieert over het traject van het innamepunt tot het uitstroompunt, kan deze buiten de sommatie worden gebracht. Bij het innamepunt is de energiehoogte H_{in} = MSL-3.00m en bij het uitstroompunt is H_{uit} = MSL+3.50m. Met u = 0.50m/s en $\Sigma\xi$ = 7.02 is ΔH = 6.589m, zodat P = 5522Watt.

Het is ook mogelijk om in de energiehoogte H_{uit} bij het uitstroompunt de snelheidshoogte $u^2/(2g)$ te betrekken. In dat geval is H_{uit} = 6.513m en is $\Sigma\xi$ = 6.02 (er is in deze aanpak geen uitstroomverlies).

onderdeel c)
Om het moment rond (het midden van) de boutverbinding te bepalen, kiezen we een controlevolume om het gekromde uiteinde van de buisleiding (zie onderstaande schets). Punt A in deze schets is het midden van de verbinding.



Bijdragen aan het totale moment rond A zijn afkomstig van:
- het eigen gewicht van de buis (-4.2e3N * 0.40m = -1680Nm; linksom positief)
- impulsoverdracht door uitstroming ($\rho u^2(\pi D^2/4)$ * 1.38m = $\rho Q u$ * 1.38m = +58.8Nm)
- impulsoverdracht door instroming (0Nm, want de bijbehorende arm is gelijk aan nul)

Het totale moment komt hiermee op -1621.2Nm.

onderdeel d)
Als het deel van de buis rechts van de pomp wordt verwijderd, is het hoogteverschil tussen uit- en instroming gelijk aan (MSL+9.50m) – (MSL-3.00m)=12.50m. Dat is een toename van 6.00m. Deze toename is groter dan het totaal aan verliezen in de leiding ($u^2/(2g)\Sigma\xi$ = 0.089m inclusief uitstroomverlies). Het wegnemen van een deel van die verliezen kan er zodoende niet toe leiden dat de uiteindelijke ΔH kleiner wordt dan in de oorspronkelijke situatie. De redenering klopt dus niet.

TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

vrijdag 14 augustus 2015, 14:00 – 17:00

Algemene gegevens

Bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen kunt u gebruik maken van de gegevens in onderstaande lijst, tenzij bij de opgave nadrukkelijk anders is vermeld.

- versnelling van de zwaartekracht $g = 9{,}81$ N/kg
- massadichtheid van zout water $\rho_{zout} = 1025$ kg/m^3
- massadichtheid van zoet water $\rho_{zoet} = 1000$ kg/m^3
- massadichtheid van (gewapend) beton $\rho_{beton} = 2400$ kg/m^3
- massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven) $\rho_{steen} = 2650$ kg/m^3
- massadichtheid zand $\rho_{zand} = 2650$ kg/m^3
- massadichtheid lucht $\rho_a = 1.2$ kg/m^3
- schadefactor $k_d = 3$
- kinematische viscositeit $\nu = 10^{-6}$ m^2/s
- wrijvingscoëfficiënt voor wind $c_W = 3.5 \cdot 10^{-6}$
- ruwheid van het rivierbed $k_s = 0.04$ m
- korreldiameter grof zand $D = 400$ μm
- hoek van inwendige wrijving (grof zand) $\varphi = 30°$
- hoek van inwendige wrijving (stortsteen) $\varphi = 40°$
- coëfficiënt van Bligh voor grof zand $C_B = 12$
- coëfficiënt van Lane voor grof zand $C_L = 5$
- coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton $f = 0.5$

Dit tentamen gaat over de benedenloop van een fictieve rivier die uitmondt in een al even fictieve baai en in het bijzonder over uiteenlopende waterbouwkundige aspecten van de rivier en het gebied daaromheen.

Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben hetzelfde gewicht en tellen in gelijke mate mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat.

Geef bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen steeds duidelijk en volledig aan hoe u tot uw antwoord bent gekomen en welke aannames u daar eventueel bij heeft gedaan. Een getal of conclusie alleen volstaat nooit.

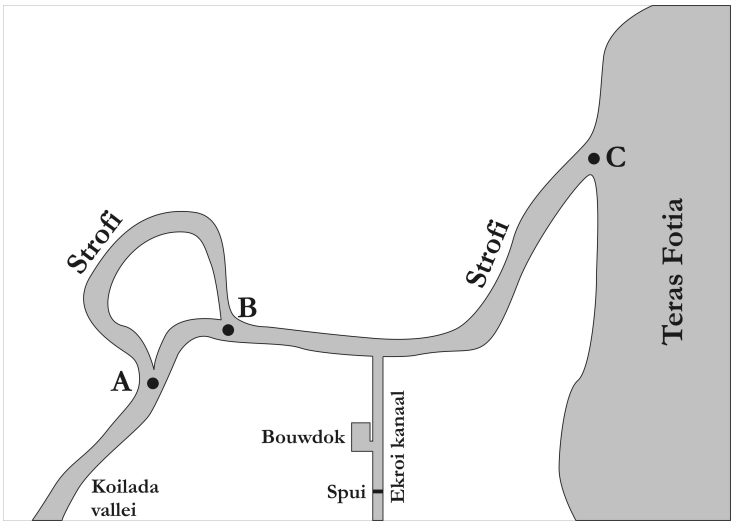
Beschrijving (10 minuten)

In een land dat nog nooit iemand op de wereldkaart heeft gevonden en waar je alleen naartoe kunt reizen via een stoffige kleerkast[1], stroomt de rivier de Strofi vanuit de Koilada vallei naar een baai die is genoemd naar de vuurspugende draak Teras Fotia. Volgens de overlevering heeft die draak daar ooit gewoond en volgens sommigen houdt dit creatuur zich daar nog steeds stiekem schuil. Net zoals in de oude verhalen over de draak worden ook tegenwoordig geregeld geroosterde vissen langs de oever van de baai gevonden.

[1] Ken uw klassiekers onder de kinderboeken.

Een schets van de loop van de rivier tussen vallei en baai is te vinden in figuur 1. Net stroomafwaarts van de vallei loopt de rivier in een ruime bocht die bijna een gesloten lus vormt. Ter wille van de scheepvaart wil men deze bocht tussen de punten A en B afsnijden en de oorspronkelijke bocht volledig afsluiten. De afsnijding is in figuur 1 aangegeven.

Een stukje benedenstrooms van deze afsnijding sluit het Ekroi kanaal aan op de rivier. Dit kanaal wordt gebruikt voor de ontwatering van een gebied ten zuiden van de uitwateringsconstrructie Spui. Tussen Spui en de aansluiting op de Strofi ligt langs het kanaal een bouwdok. Dat wordt gebruikt voor prefabricage van betonnen elementen van een leidingenkoker die de oevers van de Strofi moet gaan verbinden. Deze elementen worden drijvend vanuit het bouwdok getransporteerd naar hun bestemming in de rivier.



Figuur 1: Schematische kaart van de benedenloop van de rivier de Strofi (noord komt in deze kaart overeen met boven).

De vijf vragen van dit tentamen gaan achtereenvolgens over de volgende onderwerpen:

1. golfvoortplanting
2. stabiliteit van een waterkerende constructie
3. Scheepvaart
4. Statistiek
5. Riviermorfologie

Bij de beantwoording van deze vragen kunt u (naast de algemene gegevens in de lijst bovenaan) desgewenst gebruik maken van de volgende informatie:

- Water in de rivier de Strofi en het Ekroi kanaal is zoet
- De ondergrond in het gehele beschouwde gebied bestaat uit zand
- Waterstanden en andere niveaus worden uitgedrukt ten opzichte van de lokale referentie LR.
- De rivier de Strofi kan worden geschematiseerd tot een prismatische waterloop (=overal dezelfde dwarsdoorsnede) met een verhang van 10^{-5}, een vlakke hellende bodem, een breedte van 400m en een constante waterdiepte van 4m. Dit betreft de oorspronkelijke rivier. Bij de aanleg van de bochtafsnijding tussen A en B (zie vraag 5) kan hier verandering in optreden.

opgave 1: Golfvoortplanting (30 minuten)
Ten oosten van het gebied dat in figuur 1 is geschetst, sluit de baai aan op een zee. De golfcondities zijn daar afhankelijk van het seizoen. In de zomer is vooral sprake van deining met een significante periode van 11,6s en een zeer geringe hoogte.

a) Wat is op 20m waterdiepte de golflengte?

b) Wat is op 3m waterdiepte de voortplantingssnelheid van een individuele golf?

c) En wat is de bijbehorende groepssnelheid (dus ook op 3m waterdiepte)

d) De berekening van de voortplantingssnelheid zoals u die bij onderdeel b) hebt uitgevoerd, is gebaseerd op een vorm van energiebehoud. Wat wordt precies behouden en binnen welke ruimtelijke grenzen? Geef een kwalitatief antwoord.

opgave 2: Stabiliteit van een waterkerende constructie (60 minuten)

Bij de beantwoording van deze opgave kunt u gebruik maken van het antwoordblad (delen I en II) dat bij dit tentamen is gevoegd. Vermeld daarop uw naam en studienummer en lever het in samen met uw andere antwoorden.

De uitwateringsconstructie Spui in het Ekroi kanaal heeft de vorm van een betonnen doos met daarin 5 afvoerkokers. Een doorsnede van deze constructie ter hoogte van zo'n koker is gegeven in figuur 2. Daarin zijn tevens de waterstanden aan weerszijden aangegeven. Een aanzicht aan laagwaterzijde is te vinden in figuur 3.
De constructie is op staal gefundeerd en past precies in de rechthoekige dwarsdoorsnede van het kanaal (zie figuur 4). Het eigen gewicht bedraagt 16335kN (alleen beton en afsluitmiddelen; geen water). De werklijn van dit gewicht is aangegeven met G_C in figuur 2 (in het midden van de doorsnede, 2,5m vanuit de beide zijden). De afvoerkokers hebben de vorm van een afgetopte kegel. De instroomopening (aan hoogwaterzijde) heeft een oppervlakte van 0,75m^2 en bij de uitstroomopening is dat 3,00m^2. De as van de kegel ligt horizontaal en op 1,80m boven het grondvlak van de constructie. Alle kokers zijn altijd gevuld. De hoeveelheid water in één koker is 9,375m^3 en dat weegt 92kN (gerekend tussen in- en uitstroomopeningen) Het massazwaartepunt van dit volume aan water ligt precies boven de damwand (op 3m van de hoogwaterzijde; gewicht aangegeven met G_W in de figuur).
Tijdens uitwateren is het debiet per koker gelijk aan 5,25m^3/s.
Om onderloopsheid te voorkomen is onder de constructie een damwand aangebracht die tot 10m onder het grondvlak van de constructie reikt. De verbinding tussen damwand en constructie is waterdicht, maar brengt geen krachten over.
In deze opgave kijken we naar de stabiliteit van de constructie terwijl via alle vijf kokers wordt gespuid.

a) In de onderdelen b), c) en d) van deze tweede opgave inventariseren we de belastingen op de constructie en gaan we na welke momenten deze belastingen teweegbrengen. Daartoe is het nodig om vooraf een punt te kiezen waarom deze momenten worden bepaald. Omschrijf welk punt u daarvoor kiest en geef dit punt aan in de schets van de langsdoorsnede van de constructie op antwoordblad II.

b) Bepaal de horizontale, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad I. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave b) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.

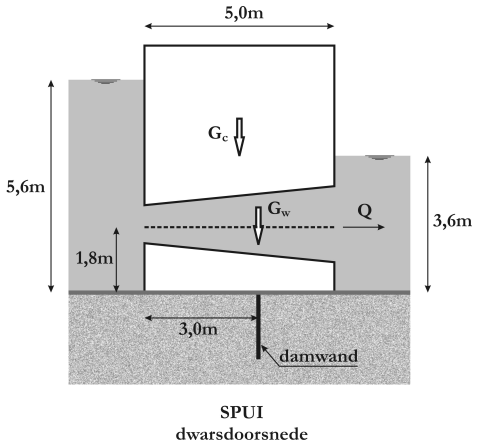
c) Bepaal de neerwaartse belastingen op de constructie en noteer deze in de tabel op antwoordblad I. Bepaal ook de momenten van deze belastingen om het punt dat u in opgave a) heeft gekozen. Noteer ook die op het antwoordblad.

d) Bereken het verloop van de opwaartse waterdruk langs het grondvlak van de constructie en teken dit verloop op antwoordblad II. Bereken tevens de resultante van deze opwaartse druk en het bijbehorende moment om het punt dat u in opgave a) heeft gekozen. In plaats van één resultante kunt u desgewenst het berekende verloop van de opwaartse waterdruk verdelen in makkelijk hanteerbare onderdelen en voor elk van die onderdelen een afzonderlijke resultante bepalen.

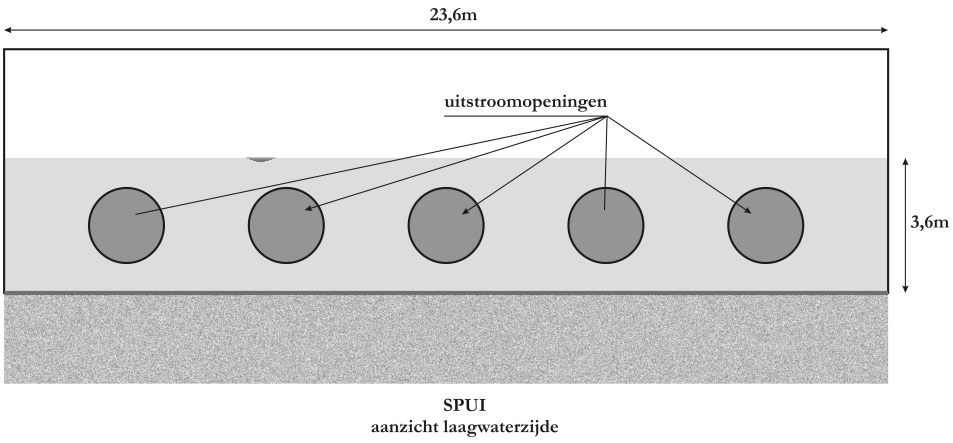
e) Kwantificeer de veiligheid tegen afschuiven van de constructie onder de gegeven condities.

f) Beoordeel kwantitatief het gevaar op kantelen van de constructie.

g) Bereken het verloop van de korrelspanning onder de constructie en schets het berekende verloop op het antwoordblad II. Geef in die schets extreme spanningen aan.



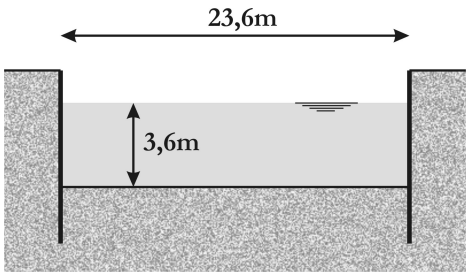
Figuur 2: Langsdoorsnede van de uitwateringsconstructie Spui.



Figuur 3: Aanzicht aan laagwaterzijde van de uitwateringsconstructie Spui (damwand niet getekend).

opgave 3: Scheepvaart (40 minuten)

Het bouwdok langs het Ekroi kanaal wordt gebruikt voor de prefabricage van elementen van een leidingentunnel die onder de Strofi rivier moet komen. De elementen hebben de vorm van betonnen dozen met een breedte van 10,00m, een hoogte van 4,00m en een lengte van 45,00m. Ze worden drijvend getransporteerd vanuit het dok naar de plaats waar de tunnel moet komen. In drijvende toestand hebben de elementen een diepgang van 3,40m. Dat is nauwelijks minder dan de waterdiepte van 3,60 in het kanaal. De beheerder van het kanaal is daarom bang dat de retourstroom langs de elementen tot bodemerosie zal leiden en dat wil hij liever niet. Na enig rekenwerk komt hij tot de conclusie dat als je het element als een schip ziet en met maximaal 80% van de grenssnelheid transporteert, er geen gevaar is voor erosie. Dat is de eis die hij aan de transporteur meegeeft.



Figuur 4: Dwarsdoorsnede van het Ekroi kanaal.

a) Volgens de Nederlandse "Richtlijnen Vaarwegen" wordt aan de breedte van een vaarweg ter hoogte van de waterspiegel (de zogeheten spiegelbreedte) een eis gesteld waarin een zijwindtoeslag is begrepen. Waarom is die toeslag nodig? Licht uw antwoord desgewenst toe met een schets.

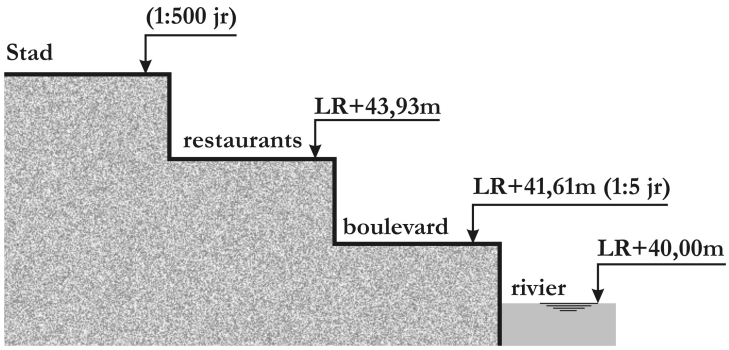
b) Wat is de retourstroomsnelheid als wordt getransporteerd met de snelheid die nog juist door de beheerder is toegestaan (dus bij 80% van de grenssnelheid).

c) Voordat het eerste element het bouwdok verlaat, kijkt de transporteur nog eens kritisch naar de berekening van de beheerder en komt tot de conclusie dat er beter wat langzamer gevaren kan worden dan met 80% van de grenssnelheid. Bedenk waarom dit het geval is en onderbouw dat met een berekening.

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

opgave 4: Statistiek (40 minuten)
In de Koilada vallei stroomt de Strofi rivier tussen heuvels. Op één van die heuvels ligt een stad aan de rivier. De oever is daar omgebouwd tot een reeks terrassen. De stad ligt op het hoogste terras en op het laagste terras vlakbij de rivier is een boulevard aangelegd. Op het terras daar tussenin kan worden genoten van een keur aan restaurants. Een dwarsdoorsnede van deze oever is geschetst in figuur 5.

Bij passage van een hoogwatergolf in de rivier kan de waterstand bij de stad in extreme omstandigheden enkele meters stijgen ten opzichte van het normale peil van LR+40,00m (LR is de lokale referentie).



Figuur 5: Niveaus van de terrassen langs de Strofi rivier.

Individuele hoogwaterstanden in de rivier (boven LR+40,00m), zo blijkt uit metingen, zijn bij goede benadering Weibull verdeeld. De kans dat een individueel hoogwater uitstijgt boven niveau ζ wordt gegeven door

$$P(\zeta) = \exp\left(-\left(\frac{\zeta-\mu}{\sigma}\right)^{\alpha}\right)$$

met μ = 40,00m, σ = 1,20m en α = 1,1. Bovenstaande uitdrukking betreft een overschrijdingskans.
Gemiddeld loopt de boulevard als gevolg van een hoge waterstand eens per 5 jaar onder en bij de stad is dat eens per 500 jaar. De niveaus van boulevard en restaurants zijn gegeven in figuur 5.

a) Hoe groot is de kans dat bij een willekeurig hoogwater het niveau van de restaurants net niet wordt bereikt? (Als u op deze vraag geen antwoord heeft kunnen vinden, kunt u desgewenst verder rekenen met 90%)

b) Wat is de gemiddelde frequentie waarmee hoogwaters zich voordoen? (Als u op deze vraag geen antwoord heeft kunnen vinden, kunt u desgewenst verder rekenen met gemiddeld 1 keer per jaar)

c) Op welk niveau (ten opzichte van LR) ligt de stad?

d) Wat is de gemiddelde frequentie van hoogwaters waarbij de boulevard wel onderloopt, maar de restaurants droog blijven?

opgave 5: Riviermorfologie (40 minuten)
Ter wille van de scheepvaart wordt overwogen om de 20km lange bocht tussen A en B in de Strofi rivier af te snijden. In figuur 1 is die afsnijding reeds aangegeven. De afsnijding is slechts 5km lang. De oorspronkelijke bocht wordt daarbij volledig afgesloten. Omdat de lengte van de afsnijding een kwart is van de lengte van de oorspronkelijke bocht, wordt de bodem in de afsnijding aangelegd met een verhang dat 4 maal zo groot is als dat van de bocht ($4\text{x}10^{-5}$ in de afsnijding en $1\text{x}10^{-5}$ in de bocht). De breedte van de afsnijding is gelijk aan die van de rivier (400m).

Voor aanleg van de afsnijding verkeert de rivier in morfologisch evenwicht.
Direct na aanleg van de afsnijding (en afsluiting van de oorspronkelijke bocht) is de breedte van de rivier overal 400m, het bodemverhang bovenstrooms van A en benedenstrooms van B is $1x10^{-5}$ en tussen A en B is dat $4x10^{-5}$.
In deze opgave gaan we uit van een constante afvoer van $600m^3/s$, een Chézy ruwheid van $59,3\sqrt{m}/s$ en het sedimenttransport is evenredig met bu^4 (b=breedte van de rivier en u=stroomsnelheid). De bijbehorende evenredigheidsconstante is bij goede benadering identiek voor alle delen van de rivier en onder alle omstandigheden.

a) Wat is de evenwichtsdiepte in de afsnijding direct na aanleg?

b) Op antwoordblad III is een langsdoorsnede geschetst van de rivier rondom de afsnijding. De oorspronkelijke waterstanden (dus die van voor de afsnijding) bovenstrooms van A en benedenstrooms van B zijn in deze schets aangegeven. De schets betreft de situatie direct na aanleg van de afsnijding en afsluiting van de oorspronkelijke bocht. Geef in deze schets het verloop van de waterstand aan voor deze situatie.

c) Door de afsnijding en de afsluiting van de oorspronkelijke bocht is het morfologisch evenwicht van de rivier verstoord. Uiteindelijk zal zich echter een nieuw evenwicht instellen. Hoeveel hoger of lager is de waterstand in A in dat nieuwe evenwicht ten opzichte van de oorspronkelijke waterstand (dus voor aanleg van de afsnijding)?

Om de morfologische respons op de afsnijding bovenstrooms van A te voorkomen, wordt voorgesteld om het dwarsprofiel van de rivier tussen A en de monding C over de volle lengte (37,5km) aan te passen. Bij een juist gekozen profiel zijn afvoer en sedimenttransport in het deel AC identiek aan die bovenstrooms van A. Bovendien moet het verhang in het deel AC zo zijn dat de waterstand bij A uitkomt op het oorspronkelijke niveau. Op die manier ontstaat een rivier in morfologisch evenwicht, ook al is het dwarsprofiel bovenstrooms van A anders dan dat benedenstrooms van die lokatie. De vraag is echter welke breedte en diepte bij dat dwarsprofiel tussen A en C horen.

d) Als het dwarsprofiel tussen A en C volgens dit voorstel wordt aangepast, wordt het verhang in dit traject $\beta x10^{-5}$ (dus β maal zo groot als in de oorspronkelijke situatie). Bereken β.

e) Toon door berekening aan dat het aangepaste dwarsprofiel een breedte moet hebben die β^4 keer zo groot is als de oorspronkelijke en dat de waterdiepte β^3 kleiner zou moeten worden.

UITWERKING

Hoewel aan de uitwerking van elk tentamen veel zorg is besteed, kan niet volledig worden uitgesloten dat er onjuistheden in zijn geslopen. Bekijk de uitwerkingen daarom kritisch. De docent houdt zich aanbevolen voor suggesties en opmerkingen. Aan uitgewerkte tentamens kunnen nooit rechten worden ontleend met betrekking tot de beoordeling van uw werk.

OPGAVE 1

a) Wat is op 20m waterdiepte de golflengte?

De golflengte wordt gegeven door

$$L = L_0 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad ; \quad L_0 = \frac{gT_s^2}{2\pi}$$

Met T_s = 11,6s volgt L_0=210,09m. Met h=20m is h/L_0=0,095 < 0,5 en dus is geen sprake van 'diep water' en is tanh(2πh/L) niet ongeveer gelijk aan 1.

Twee manieren om L te bepalen:

1. Iteratief uit $L = L_0 \tanh(2\pi h/L)$ met beginschatting $L=L_0$ (andere waarde mag ook). Dit convergeert traag naar L≈146m (achtereenvolgende schattingen: 210,09 – 112,55 – 169,41 – 132,40 – 155,33 – 140,56 – 149,88 – 143,91 – 147,69 – 145,28 – 146,81 – 145,84 – 146,46 – 146,06 – 146,31 etc).

   Convergentie kan worden verbeterd door gebruik te maken van alternerend karakter van reeks schattingen: stop de iteratie na twee schattingen en begin opnieuw met gemiddelde van deze twee als beginschatting:
   (210,09 + 112,55)/2 = 161,32 → 137,00 en 152,23
   (137,00 + 152,23)/2 = 144,62 → 147,24 en 145,57
   (147,24 + 145,57)/2= 146,40 → 146,08 en 146,29

2. Uit grafiek voor shoaling bij h/L_0=0,095 aflezen dat $L/L_0 \approx 0{,}7$. Dit geeft $L = 0{,}7\ L_0$ = 147m.

Niet goed is: L = cT met c = √(gh) = 14,01m/s, dus L=162,48m. Hierbij wordt op voorhand 'ondiep water' verondersteld. Dat geldt echter pas bij h/L < 0,05 (of h/L_0 < 0,015) terwijl hier h/L=0,137.

Ook niet goed is: $L=gT^2/(2\pi)$ = 210,09m want hier wordt impliciet 'diep water' verondersteld waarvan geen sprake is. Immers, h/L_0 = 0,095 en dat is niet groter dan 0,5.

b) Wat is op 3m waterdiepte de voortplantingssnelheid van een individuele golf?

Drie manieren om c te bepalen:

1. Omdat op 3m waterdiepte geldt dat h/L_0 = 3/210,09 = 0,014 < 0,015 is sprake van 'ondiep water' en is c = √(gh) = 5,42m/s. Direct c = √(gh) toepassen zonder expliciete controle of sprake is van ondiep water, is niet goed.

2. Ook goed is uitgaan van c = L/T en net als bij opgave 1a) L langs iteratieve weg bepalen (L = 62,93m).

3. Ook goed is c/c_0 = 0,3 aflezen uit grafiek voor shoaling bij h/L_0 = 0,014. Met $c_0 = L_0/T = gT/(2\pi)$ = 18,11m/s geeft dit c = 5,43m/s.

c) En wat is de bijbehorende groepssnelheid (dus ook op 3m waterdiepte)

De groepssnelheid c_g = n c, met c de fasesnelheid (berekend in opgave 1b) en n volgens:

1) bij 'ondiep water' (gecontroleerd in opgave 1b of hier alsnog) is n=1

2) aflezen uit grafiek voor shoaling bij h/L_0 = 0,014: n=1

3) $n = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)}\right)$ met h=3m en

   a) L aflezen uit grafiek voor shoaling bij h/L_0 = 0,014 (L/L_0 = 0,3 zodat L = 0,3 * 210,09 = 62,93m) of

   b) L = cT met c = 5,43m/s uit opgave 1b) en T=11,6s of

   c) L iteratief bepalen (of overnemen uit opgave 1b) als daar L is bepaald)

zodat c_g = 5,42m/s.

d) De berekening van de voortplantingssnelheid zoals u die bij onderdeel b) hebt uitgevoerd, is gebaseerd op een vorm van energiebehoud. Wat wordt precies behouden en binnen welke ruimtelijke grenzen? Geef een kwalitatief antwoord.

De energieflux (de overdracht van energie in golfrichting) blijft behouden tussen golfstralen

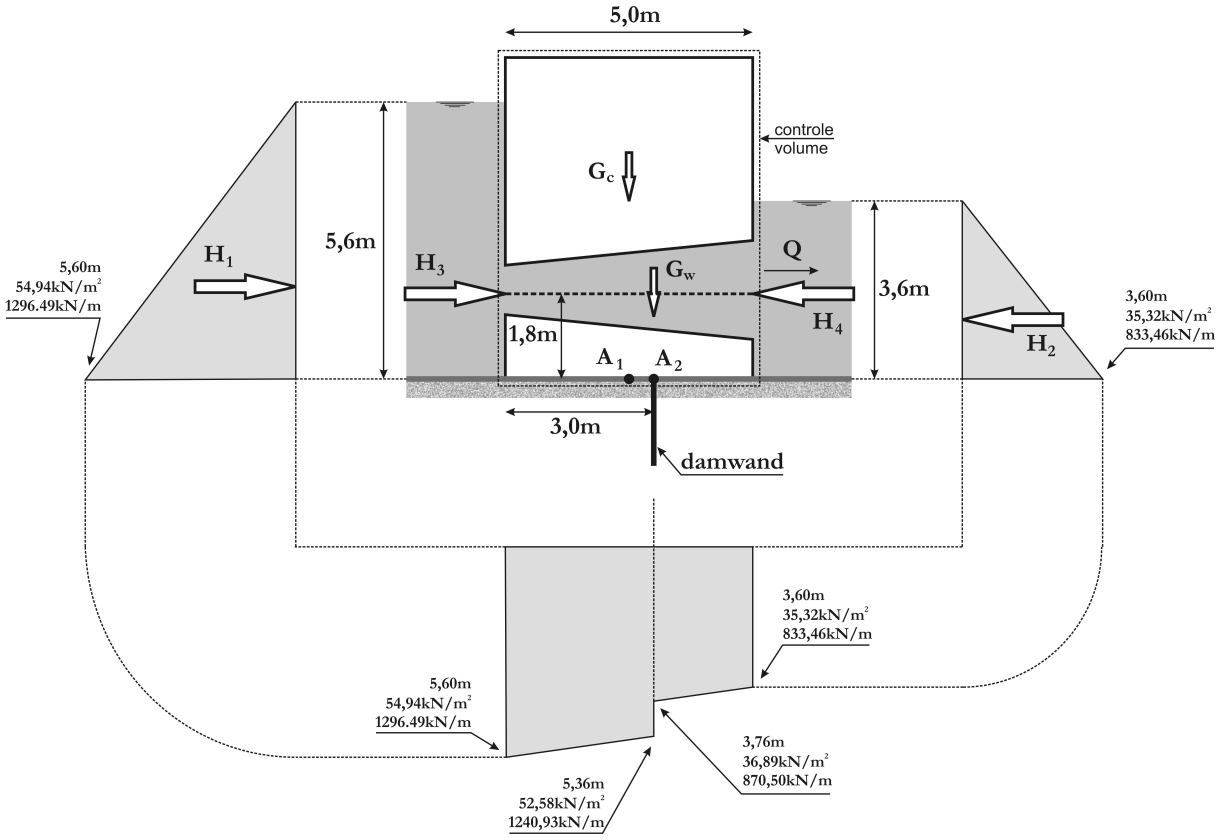
OPGAVE 2

a) Kies een punt ten opzichte waarvan momenten van belastingen worden bepaald.

Het maakt in beginsel niet uit welk punt wordt gekozen. Elke keuze is goed, zolang er maar consequent mee wordt omgesprongen. In deze uitwerking komen twee veel gekozen punten aan bod. Ze zijn aangegeven met A_1 en A_2 in figuur 6. Beide punten liggen in het grondvlak van de constructie. Punt A_1 ligt in het midden van de dwarsdoorsnede en A_2 juist boven de damwand.

In het supplement "Stabiliteit van een waterkerende constructie" op het dictaat is de locatie van het gekozen punt geassocieerd met een parameter α. Dit is de verhouding tussen de afstand van het punt tot de linkerzijde van het grondvlak en de totale lengte van dat grondvlak, beide gerekend in de dwarsdoorsnede. Voor punt A_1 is α = 0,5 en voor punt A_2 is dat α = 0,6.

Voorts worden in deze uitwerking krachten naar boven en naar rechts positief gerekend en momenten linksom positief.



Figuur 6: Belastingen op de constructie (exclusief korrelspanning en wrijving langs het grondvlak). Het drukverloop aan de onderzijde is uitgedrukt in m waterkolom; kN/m^2 en kN/m constructie in dwarsrichting van het kanaal.

b) Bepaal de horizontale, aan water gerelateerde belastingen, inclusief bijbehorende momenten.

Voor de bepaling van de gevraagde belastingen gaan we uit van een controlevolume dat nauw om de constructie sluit (zie figuur 6). Op dit controlevolume werken 4 horizontale belastingen: hydrostatische drukken links en rechts H_1 en H_2 in figuur 6) , en krachten gerelateerd aan in- en uitstroming (H_3 en H_4). Rondom de in- en uitstroomopeningen wijkt de waterdruk enigszins af van de hydrostatische druk, maar dat verwaarlozen we. Zodoende vinden we voor de 4 belastingen:

1. Hydrostatische druk links: $b\rho gh^2/2$ met b = 23,6m en h = 5,6m: 3630,17kN. De bijbehorende arm: h/3 = 5,6/3 = 1,87m (moment -6776,32kNm).
2. Hydrostatische druk rechts: $b\rho gh^2/2$ met b = 23,6m en h = 3,6m: 1500,22kN. De bijbehorende arm: h/3 = 3,6/3 = 1,20m (moment 1800,27kNm)
3. Instroming voor 5 kokers: $5\rho Q^2/A_{in}$, met Q = 5,25m^3/s en A_{in} = 0,75m^2: 183,75kN. De bijbehorende arm: 1,80m (moment -330,75kNm)
4. Uitstroming voor 5 kokers: $5\rho Q^2/A_{uit}$, met Q = 5,25m^3/s en A_{uit} = 3,00m^2: 45,94kN. De bijbehorende arm: 1,80m (moment 82,69kNm)

Bedenk dat het voor de momenten niet uitmaakt of wordt gerekend met punt A_1 of A_2.

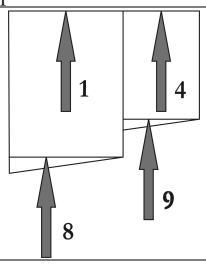
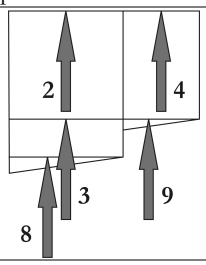
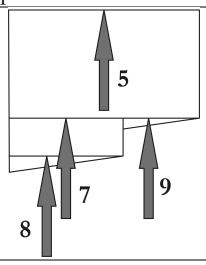
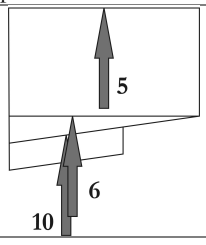
c) Bepaal de neerwaartse belastingen op de constructie, inclusief bijbehorende momenten.

Neerwaartse belastingen zijn: eigen gewicht beton en eigen gewicht water in de kokers (beide gegeven). Het eigen gewicht van de constructie is -16335kN en dat van het water in de vijf kokers samen is -5*92kN = -460kN. Bijbehorende armen hangen af van de keuze voor punt A_1 of A_2 (zie tabel 2).

d) Bereken en teken het verloop van de opwaartse waterdruk langs het grondvlak van de constructie.

Het verloop van de opwaartse waterdruk is geschetst in figuur 6. De totale opwaartse kracht en bijbehorend moment wordt verkregen door het drukverloop langs het grondvlak te integreren. Daartoe verdelen we het drukverloop in makkelijk hanteerbare delen. Dat kan op vele manieren. In tabel 1 zijn er 4 gegeven.

Tabel 1: Opwaartse waterdruk

	belasting		α = 0,5		α = 0,6	
		kN	arm [m]	kNm	arm [m]	kNm
Optie 1						
	$V_{op,1}$	3722,79	1,00	-3722,79	1,50	-5584,19
	$V_{op,4}$	1666,92	1,50	2500,38	1,00	1666,92
	$V_{op,8}$	83,34	1,50	-125,01	2,00	-166,68
	$V_{op,9}$	37,04	1,17 (7/6)	43,21	0,67 (2/3)	24,69
	ΣV_{op}	5510,09		-1304,21		-4059,25
Optie 2						
	$V_{op,2}$	2500,38	1,00	-2500,38	1,50	-3750,57
	$V_{op,3}$	1222,41	1,00	-1222,41	1,50	-1833,62
	$V_{op,4}$	1666,92	1,50	2500,38	1,00	1666,92
	$V_{op,8}$	83,34	1,50	-125,01	2,00	-166,68
	$V_{op,9}$	37,04	1,17 (7/6)	43,21	0,67 (2/3)	24,69
	ΣV_{op}	5510,09		-1304,21		-4059,25
Optie 3						
	$V_{op,5}$	4167,30	0,00	0,00	0,50	-2083,64
	$V_{op,7}$	1222,41	1,00	-1222,41	1,50	-1833,62
	$V_{op,8}$	83,34	1,50	-125,01	2,00	-166,68
	$V_{op,9}$	37,04	1,17 (7/6)	43,21	0,67 (2/3)	24,69
	ΣV_{op}	5510,09		-1304,21		-4059,25
Optie 4						
	$V_{op,5}$	4167,30	0,00	0,00	0,50	-2083,64
	$V_{op,6}$	231,50	0,83 (5/6)	-192,92	1,33 (4/3)	-308,67
	$V_{op,10}$	1111,29	1,00	-1111,29	1,50	-1666,94
	ΣV_{op}	5510,09		-1304,21		-4059,25

Het verloop van de druk wordt bepaald uit de veronderstelling dat de stijghoogte lineair varieert langs de kwelweg. Ten opzichte van het grondvlak van de constructie is de stijghoogte aan hoogwaterzijde gelijk aan 5,6m en aan laagwaterzijde is dat 3,6m. De lengte van de kwelweg is 25m (lengte van het grondvlak van de constructie plus beide zijden van de damwand). Dit geeft een gradiënt van de stijghoogte van 0,08m (drukgradiënt langs het grondvlak van de constructie bedraagt 0,7848kN/m^3).

Tabel 2: Overzicht van belastingen op de constructie

	belasting	α = 0,5		α = 0,6	
	kN	arm [m]	kNm	arm [m]	kNm
Horizontale belastingen					
H_1	3630,17	1,80	-6776,32	1,80	-6776,32
H_2	-1500,22	1,20	1800,27	1,20	1800,27
H_3	183,75	1,80	-330,75	1,80	-330,75
H_4	-45,94	1,80	82,69	1,80	82,69
ΣH =	2267,76		(-5224,11)		(-5224,11)
Neerwaartse belastingen					
V_{n1}	-16335,00	0,00	0,00	0,50	8167,50
V_{n2}	-460,00	0,50	-230,00	0,00	0,00
Opwaartse belastingen					
ΣV_{op}	5510,01		-1304,21	5510,01	-4059,25
ΣV =	-11284,92	ΣM =	-6758,32	ΣM =	-1115,86

e) Kwantificeer de veiligheid tegen afschuiven van de constructie onder de gegeven condities.

De veiligheid γ tegen afschuiven wordt gegeven door

$$\gamma = \frac{\min\left\{f, \tan\delta\right\}\left|\Sigma V\right|}{\left|\Sigma H\right|}$$

met f = 0,5 en $2/3 \leq \delta/\varphi \leq 1$ ($\varphi = 30^o$ voor zand) en $|\Sigma V| = 11284{,}92$kN en $|\Sigma H| = 2267{,}76$kN volgt dat $1{,}81 \leq \gamma \leq 2{,}49$. Bedenk dat de resultante vertikale belasting ΣV neerwaarts moet zijn. Als dat niet zo is, drijft de constructie op en is controle op veiligheid tegen afschuiven tamelijk zinloos.

f) Beoordeel kwantitatief het gevaar op kantelen van de constructie.

Het bezwijkmechanisme 'kantelen' doet zich voor als ergens op het grensvlak van constructie en ondergrond een trekspanning moet worden geleverd om evenwicht van vertikale krachten en momenten te kunnen realiseren. Dit bezwijkmechanisme treedt niet op indien is voldaan aan

$$\left(\frac{1}{3}-\alpha\right)L \leq \frac{\sum M}{\sum V} \leq \left(\frac{2}{3}-\alpha\right)L$$

en mits de resultante vertikale belasting ΣV neerwaarts gericht is (anders drijft de constructie op). In deze opgave is ΣM = -6758,32kNm en ΣV = -11284,92kN (inderdaad neerwaarts. Voorts is L = 5m (gegeven).

Voor $\alpha = 0{,}5$ (momenten berekend om punt A_1) vinden we dat moet zijn voldaan aan $-5/6\text{m} \leq e \leq 5/6\text{m}$, met excentriciteit $e = \Sigma M / \Sigma V = 0{,}60\text{m}$. Dat is inderdaad het geval.

Als momenten zijn berekend ten opzichte van punt A_2 (juist boven de damwand; $\alpha = 0{,}6$) vinden we een andere som van momenten ($\Sigma M = -1115{,}86\text{kNM}$) terwijl de resultante vertikale kracht even groot is. De bijbehorende excentriciteit bedraagt $e = 0{,}10\text{m}$ en omdat daarmee geldt dat $-4/3\text{m} \leq e \leq 1/3\text{m}$ treedt kantelen niet op.

Ook goed is vooruitlopen op opgave 2g) waarin wordt gevraagd om het verloop van de korrelspanning onder de constructie. De uiterste spanningen worden gegeven door

$$\sigma_1 = (6\alpha - 4)\frac{\sum V}{BL} + \frac{\sum M}{BL^2/6}$$

$$\sigma_2 = (2 - 6\alpha)\frac{\sum V}{BL} - \frac{\sum M}{BL^2/6}$$

Als beide spanningen hetzelfde teken hebben en ΣV is neerwaarts, dan is geen sprake van kantelen.

Met $\alpha = 0{,}5$ is $\Sigma M = -6758{,}32\text{kNm}$ en $\Sigma V = -11284{,}92\text{kN}$ (inderdaad neerwaarts), $B = 23{,}6\text{m}$ en $L=5\text{m}$ is $\sigma = -95{,}63 \pm 68{,}73\ \text{kN/m}^2$. Kennelijk hebben beide uitersten hetzelfde teken.

Met $\alpha = 0{,}6$ is $\Sigma M = -1115{,}86\text{kNm}$ en $\Sigma V = -11284{,}92\text{kN}$, waarmee
$\sigma_1 = 0{,}4 * 95{,}63 - 11{,}35\ \text{kN/m}^2 = 26{,}90$
$\sigma_2 = 1{,}6 * 95{,}63 + 11{,}35\ \text{kN/m}^2 = 164{,}36$
Natuurlijk (waarom eigenlijk?) zijn deze uitersten identiek aan het resultaat dat is gevonden met $\alpha = 0{,}5$. De conclusie is eensluidend.

g) Bereken het verloop van de korrelspanning onder de constructie.

De berekening van de uiterste korrelspanningen is gegeven in de uitwerking van opgave f). Deze berekening is gebaseerd op de veronderstelling dat het korrelskelet onder de constructie lineair elastisch gedrag vertoont en het grondvlak van de constructie oneindig stijf is. In dat geval verloopt de korrelspanning lineair tussen beide uitersten.

Het moment bij deze korrelspanning (ten opzichte van punt A_1 of A_2 of welk punt dan ook is gekozen) moete even groot zijn als het moment van alle andere belastingen op de constructie samen, maar tegengesteld gericht. Alleen op die manier is sprake van evenwicht van momenten. Het moment van al die andere belastingen is in dit geval linksom en dat van de korrelspanning is dus rechtsom. De grootste korrelspanning treedt dus op aan linkerkant van de constructie (hoogwaterzijde).

Vaak wordt verondersteld dat de grootste korrelspanning per definitie optreedt aan hoogwaterzijde. Dat is echter onjuist. Andere externe belastingen dan hydrostatische drukken en ook het eigen gewicht en ligging van het massazwaartepunt van de constructie spelen een rol bij de richting (het teken) van ΣM.

De maximale korrelspanning in de gegeven situatie bedraagt 164,36kN/m^2. Opmerken dat deze hoge spanning zeer waarschijnlijk tot andere bezwijkmechanismen leidt dan die waarop in deze opgave wordt gecontroleerd (zie het college grondmechanica), levert bonuspunten op.

OPGAVE 3

a) Waarom is zijwindtoeslag toeslag nodig?

Een ongeladen schip is gevoelig voor zijwind en moet opsturen. Hierdoor valt de vaarrichting niet samen met de as van het schip. Het ruimtebeslag in het dwarsprofiel van de vaarweg is daardoor groter dan wanneer opsturen niet nodig is.

b) Wat is de retourstroomsnelheid als wordt getransporteerd bij 80% van de grenssnelheid?

De gevraagde retourstroomsnelheid wordt in drie stappen bepaald. Eerst wordt de grenssnelheid berekend, dan de vaarsnelheid (80% van de grenssnelheid) en vervolgens de bijbehorende retourstroomsnelheid. Hierbij zijn van belang:

- het natte oppervlak van het grootspant van het schip (het "natte aanzicht"): A_s = 10,00m * 3,40m = 34,00m^2
- het oppervlak van de natte dwarsdoorsnede van het kanaal: A_c = 23,6m * 3,6m = 84,95m^2
- de verhouding van beide: A_s/A_c = 0,4
- de gemiddelde waterdiepte $h_g=A_c/B_s$ (met spiegelbreedte B_s = 23,6m): h_g = 3,6m

De grenssnelheid:

- uit diagram van Schijf: $v_{gr}/\sqrt{(gh_g)}$ = 0,28. Met h_g = 3,6m volgt v_{gr} = 1,66m/s (maar dat heb je niet nodig)
- uit $\frac{A_s}{A_c}=1+\frac{1}{2}\left(\frac{v_{gr}}{\sqrt{gh_g}}\right)^2-\frac{3}{2}\left(\frac{v_{gr}}{\sqrt{gh_g}}\right)^{2/3}$ met behulp van grafische rekenmachine
- of analytisch: $\frac{v_{gr}}{\sqrt{gh_g}}=\left(2\cos\frac{\xi+4\pi}{3}\right)^{3/2}$; $\begin{cases}\cos\xi=-\left(1-\frac{A_s}{A_c}\right)\\ \sin\xi=\sqrt{1-\left(1-\frac{A_s}{A_c}\right)^2}\end{cases}$

80% van grenssnelheid: $v/\sqrt{(gh_g)}$ = 0,224

De retourstroomsnelheid:

- uit diagram van Schijf: $u_r/\sqrt{(gh_g)}$ = 0,19. Met h_g = 3,6m volgt u_r = 1,13m/s
- of uit $\frac{u_r}{\sqrt{gh_g}}=-\frac{v}{\sqrt{gh_g}}+2\sqrt{-p/3}\cos\frac{\varphi+4\pi}{3}$

  met $\cos\varphi=\frac{q}{2\left(-p/3\right)^3}$; $\sin\varphi=\sqrt{1-\left(\frac{q}{2\left(-p/3\right)^3}\right)^2}$

en $p = -2\left(1 - \frac{A_s}{A_c} + \frac{1}{2}\left(\frac{v}{\sqrt{gh_g}}\right)^2\right)$; $q = -2\frac{v}{\sqrt{gh_g}}$

c) Waarom kan beter langzamer worden gevaren dan met 80% van de grenssnelheid?

Het gevaar zit in de spiegeldaling. Als deze groter is dan de kielspeling (0,20m) van het vrij drijvende element, loopt het element tijdens transport vast. De spiegeldaling kan worden berekend uit

- uit diagram van Schijf: $z/h_g = 0{,}06$ dus $z = 0{,}22$m
- of analytisch: $\frac{z}{h_g} = \frac{1}{2}\left(\frac{v}{\sqrt{gh_g}} + \frac{u_r}{\sqrt{gh_g}}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{v}{\sqrt{gh_g}}\right)^2$ of $z = \frac{\left(v+u_r\right)^2 - v^2}{2g}$

De spiegeldaling is inderdaad groter dan de kielspeling.

Bedenk dat controle van de berekening van de beheerder van de vaarweg, die een relatie heeft gelegd tussen de retourstroomsnelheid en een kritieke snelheid waarbij bodemtransport optreedt, met de beschikbare gegeven niet mogelijk is. De bodemruwheid ontbreekt. In de algemene gegevens is wel de ruwheid van het rivierbed gegeven, maar niet die van het kanaal.

OPGAVE 4

a) Hoe groot is de kans dat bij een willekeurig hoogwater het niveau van de restaurants net niet wordt bereikt?

De kans $P\{\zeta<43{,}93\text{m}\}$ dat de restaurants onderlopen bij een willekeurig hoogwater wordt gegeven door

$$P\left\{\zeta < 43{,}93\text{m}\right\} = 1 - P\left(43{,}93\text{m}\right)$$

met (gegeven),

$$P\left(\tilde{z}\right) = \exp\left(-\left(\frac{\tilde{z}-\mu}{\sigma}\right)^{\alpha}\right)$$

waarbij $\mu = 40{,}00$m, $\sigma = 1{,}20$m en $\alpha = 1{,}1$: $P\{\zeta<43{,}93\text{m}\} = 0{,}025$.

b) Wat is de gemiddelde frequentie waarmee hoogwaters zich voordoen?

De gevraagde frequentie is af te leiden uit de gegeven overschrijdingskans voor het niveau van de boulevard en de bijbehorende gemiddelde frequentie van overschrijden:

$$P\{\zeta > 41{,}61\text{m}\} = \frac{f_b}{f_0}$$

met f_b de gemiddelde frequentie waarmee de boulevard onderloopt (1/5 jaar^{-1}), $P\{\zeta>41{,}61\text{m}\}$ de kans dat een willekeurig hoogwater het niveau van de boulevard overschrijdt, gegeven door

$$P\{\zeta > 41{,}61\text{m}\} = P(41{,}61\text{m}) = \exp\left(-\left(\frac{41{,}61-\mu}{\sigma}\right)^{\alpha}\right) = 0{,}25$$

en f_0 de gevraagde frequentie waarmee ζ = 40,00m wordt overschreden.

Hieruit volgt: $f_0 = f_b / 0{,}25 = 0{,}8$ jaar^{-1}.

c) Op welk niveau (ten opzichte van LR) ligt de stad?

Het niveau ζ_{stad} van de stad kan worden berekend uit

$$P\{\zeta > \zeta_{stad}\} = \frac{f_s}{f_0}$$

met f_s de gemiddelde frequentie waarmee zich wateroverlast in de stad voordoet (eens per 500 jaar). Met $f_0 = 0{,}8$ jaar^{-1} is $P\{\zeta>\zeta_{stad}\} = (1/500)/0{,}8 = 0{,}0025$.

Uit de inverse van de Weibull verdeling vinden we vervolgens

$$\zeta_{stad} = \mu + \sigma(-\ln 0{,}0025)^{1/\alpha} = 46{,}11\text{m}$$

boven LR.

d) Wat is de gemiddelde frequentie van hoogwaters waarbij de boulevard wel onderloopt, maar de restaurants droog blijven?

Ook hier gebruiken we $P=f/f_0$ zodat $f = P * f_0$. Hierin is P de kans dat de boulevard wel, maar de restaurants niet onderlopen. Deze kans wordt gegeven door

$$P\{41{,}61\text{m}<\zeta < 43{,}93\text{m}\} = P\{\zeta \geq 41{,}61\text{m}\} - P\{\zeta \geq 43{,}93\text{m}\} = P(41{,}61\text{m}) - P(43{,}93\text{m})$$

met P(43,93m) = 0,025 en P(41,61m) = 0,250m (zie opgaven a en b) volgt P(41,61m)-P(43,93m) = 0,225 en zodoende is $f = (P(41{,}61\text{m})-P(43{,}93\text{m})) * f_0 = 0{,}225 * 0{,}8$ jaar^{-1} = 0,18 jaar^{-1}.

Ook goed is
$f = (P(41{,}61\text{m})-P(43{,}93\text{m})) * f_0 = f_0\, P(41{,}61\text{m}) - f_0\, P(43{,}93\text{m}) = f_b - f_r = 1/5 - 1/50 = 0{,}18$ jaar^{-1}.

OPGAVE 5

a) Wat is de evenwichtsdiepte in de afsnijding direct na aanleg?

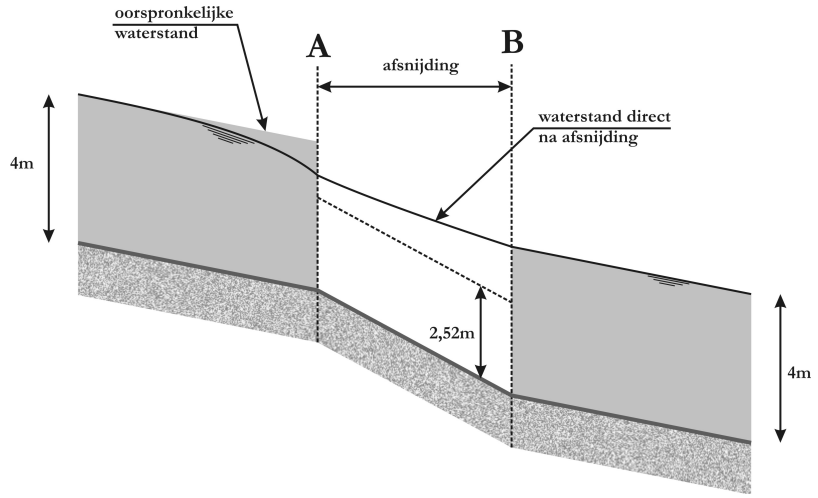
Evenwichtsdiepte h_e : stationaire, eenparige stroming

$$Q = bh_e C_h \sqrt{h_e i} \quad \rightarrow \quad h_e = \left(\frac{Q^2}{b^2 C_h^2 i} \right)^{1/3}$$

Met Q=600m^3/s, b=400m, C_h=59,3√m/s en i=4x10^{-5} volgt h_e = 2,52m

b) Schets het verloop van de waterstand aan voor deze situatie direct na afsnijding van de bocht

1. Benedenstrooms van B: ongewijzigd
2. Van B naar A: stroomopwaarts asymptotische aanpassing naar waterdiepte van 2,52m
3. Waterdiepte in A ergens tussen 2,52m en 4,00m
4. Vanaf A in bovenstroomse richting: asymptotische aanpassing naar oorspronkelijke diepte van 4m



c) Hoeveel hoger of lager is de waterstand in A in het nieuwe evenwicht ten opzichte van de oorspronkelijke waterstand (dus voor aanleg van de afsnijding)?

In het uiteindelijke, nieuwe evenwicht is:

1. het verhang overal 1x10^{-5},
2. benedenstrooms van B geen verandering,
3. waterstand en bodem bij A liggen direct na aanleg van de afsnijding 5km * 4x10^{-5} = 0,20m hoger dan bij B. In het nieuwe evenwicht is dat 5km * 1x10^{-5} = 0,05m. Waterstand en bodem in A gaan dus 0,15m omlaag.

d) Bereken β.

Het oorspronkelijk hoogteverschil tussen A en C (via bocht) bedraagt 52,5km * $1x10^{-5}$ = 0,525m. Na afsnijding is de afstand AC gereduceerd tot 37,5km. Het verhang wordt zodoende 0,525m/37,5km = $1,4x10^{-5}$, zodat β = 1,4.

Ook goed (directe methode): verhang = (52,5km/37,5km) * $1x10^{-5}$ = $1,4x10^{-5}$.

e) Toon aan dat het aangepaste dwarsprofiel een breedte moet hebben die β^4 keer zo groot is als de oorspronkelijke en dat de waterdiepte β^3 kleiner zou moeten worden.

In het nieuwe evenwicht moeten Q en S in het traject AC identiek zijn aan die in de oorspronkelijke situatie, terwijl het verhang i met een factor β is toegenomen.

Als bij het aangepaste dwarsprofiel sprake is van evenwicht, moet het debiet

$$Q = bh^{3/2}C_h\sqrt{i}$$

gelijk zijn gebleven en omdat de Chézy ruwheid niet verandert, blijft $bh^{3/2}i^{1/2}$ gelijk. We controleren of dat klopt als b toeneemt met β^4, h afneemt met β^3 en i een factor β toeneemt:

$$b_{\text{nieuw}}h_{\text{nieuw}}^{3/2}i_{\text{nieuw}}^{1/2} = \left(\beta^4 b_{\text{oud}}\right)\left(\beta^{-3}h_{\text{oud}}\right)^{3/2}\left(\beta i_{\text{oud}}\right)^{1/2} = b_{\text{oud}}h_{\text{oud}}^{3/2}i_{\text{oud}}^{1/2}$$

Voor het sedimenttransport geldt dat

$$S \sim bu^4 = b\left(\frac{Q}{bh}\right)^4 = Q^4 b^{-3}h^{-4}$$

en omdat Q gelijk blijft, moet $b^{-3}h^{-4}$ gelijk blijven. We controleren of dat klopt als b toeneemt met β^4 en h afneemt met β^3:

$$b_{\text{nieuw}}^{-3}h_{\text{nieuw}}^{-4} = \left(\beta^4 b_{\text{oud}}\right)^{-3}\left(\beta^{-3}h_{\text{oud}}\right)^{-4} = b_{\text{oud}}^{-3}h_{\text{oud}}^{-4}$$

Kennelijk zijn Q en S in de oude en de nieuwe situaties aan elkaar gelijk. Het aangepaste dwarsprofiel voorkomt dus morfologische veranderingen bovenstrooms van A. Dat het aangepaste profiel waanzinnig breed is en dus kostbaar in aanleg en bovendien minder bevaarbaar dan de oorspronkelijke rivier, komt in de vraag niet aan de orde.

Antwoordmodel CTB2410, 14 augustus 2015-08-16

OPGAVE 1

opgave 1a

Golflengte: $L = L_0 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$; $L_0 = \frac{gT_s^2}{2\pi}$

Met T_s = 11,6s volgt L_0=210,09m. Met h=20m is h/L_0=0,095 < 0,5 en dus is geen sprake van 'diep water' en is $\tanh(2\pi h/L)$ niet ongeveer gelijk aan 1.

Twee manieren om L te bepalen:

3. Iteratief uit $L = L_0 \tanh(2\pi h/L)$ met beginschatting $L=L_0$ (andere waarde mag ook). Convergeert traag naar L≈146m (schattingen: 210,09 – 112,55 – 169,41 – 132,40 – 155,33 – 140,56 – 149,88 – 143,91 – 147,69 – 145,28 – 146,81 – 145,84 – 146,46 – 146,06 – 146,31 etc).

   Convergentie kan worden verbeterd door gebruik te maken van alternerend karakter van reeks schattingen: stop de iteratie na twee schattingen en begin opnieuw met gemiddelde van deze twee als beginschatting:
   (210,09 + 112,55)/2 = 161,32 → 137,00 en 152,23
   (137,00 + 152,23)/2 = 144,62 → 147,24 en 145,57
   (147,24 + 145,57)/2= 146,40 → 146,08 en 146,29

4. L/L_0 ≈ 0,7 aflezen uit grafiek voor shoaling bij h/L_0=0,095 geeft L = 0,7 L_0 = 147m.

Niet goed is: L = cT met c = √(gh) = 14,01m/s, dus L=162,48m. Hierbij wordt op voorhand 'ondiep water' verondersteld. Dat geldt echter pas bij h/L < 0,05 terwijl hier h/L=0,137.

Ook niet goed is: $L=gT^2/(2\pi)$ = 210,09m want hier wordt impliciet 'diep water' verondersteld waarvan geen sprake is.

4	$L = L_0 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$; $L_0 = \frac{gT_s^2}{2\pi}$
6	iteratief of met ontwerpgrafiek uitkomen op L=146m
	Op voorhand 'diep' of 'ondiep' veronderstellen: 0

opgave 1b

1) Omdat op 3m waterdiepte geldt dat h/L_0 = 3/210,09 = 0,014 < 0,05 is sprake van 'ondiep water' en is c = √(gh) = 5,42m/s.

2) Ook goed is uitgaan van c = L/T en net als bij opgave 1a) L langs iteratieve weg bepalen (L = 62,93m).

3) Ook goed is c/c_0 = 0,3 aflezen uit grafiek voor shoaling bij h/L_0 = 0,014. Met $c_0 = L_0/T = gT/(2\pi)$ = 18,11m/s geeft dit c = 5,43m/s.

Optie 1)	
6	h/L_0 = 3/210,09 = 0,014 < 0,05
4	c = √(gh) = 5,42m/s
	Alleen c = √(gh) zonder toets op h/L_0: 0
Optie 2)	
4	c = L/T
6	iteratie
Optie 3)	
5	c/c_0 = 0,3 aflezen uit grafiek voor shoaling bij h/L_0 = 0,014
5	$c_0 = L_0/T = gT/(2\pi)$ = 18,11m/s

opgave 1c

groepssnelheid c_g = n c, met c de fasesnelheid (berekend in opgaven 1b) en n volgens

4) bij 'ondiep water' is n=1

5) aflezen uit grafiek voor shoaling bij h/L_0 = 0,014: n=1

6) $n = \frac{1}{2}\left(1 + \frac{4\pi h/L}{\sinh\left(4\pi h/L\right)}\right)$ met h=3m en

d) L aflezen uit grafiek voor shoaling bij h/L_0 = 0,014 (L/L_0 = 0,3 zodat L = 0,3 * 210,09 = 62,93m) of

e) L = cT met c = 5,43m/s uit opgave 1b) en T=11,6s of

f) L iteratief bepalen (of overnemen uit opgave 1b) als daar L is bepaald)

zodat c_g = 5,42m/s.

Optie 1)	
4	c_g = n c
6	bij 'ondiep water' is n=1
Optie 2)	
4	c_g = n c
6	aflezen uit grafiek voor shoaling bij h/L_0 = 0,014: n=1
Optie 3)	
4	c_g = n c
3	formule voor n
3	juiste L gebruiken in die formule

opgave 1d

Energieflux (overdracht van energie in golfrichting) blijft behouden tussen golfstralen	
6	Energieflux (overdracht van energie in golfrichting) blijft behouden
4	tussen golfstralen
	• Behoud van energie tussen golfstralen: 5 • Behoud van golfenergie: 0

OPGAVE 2

opgave 2b

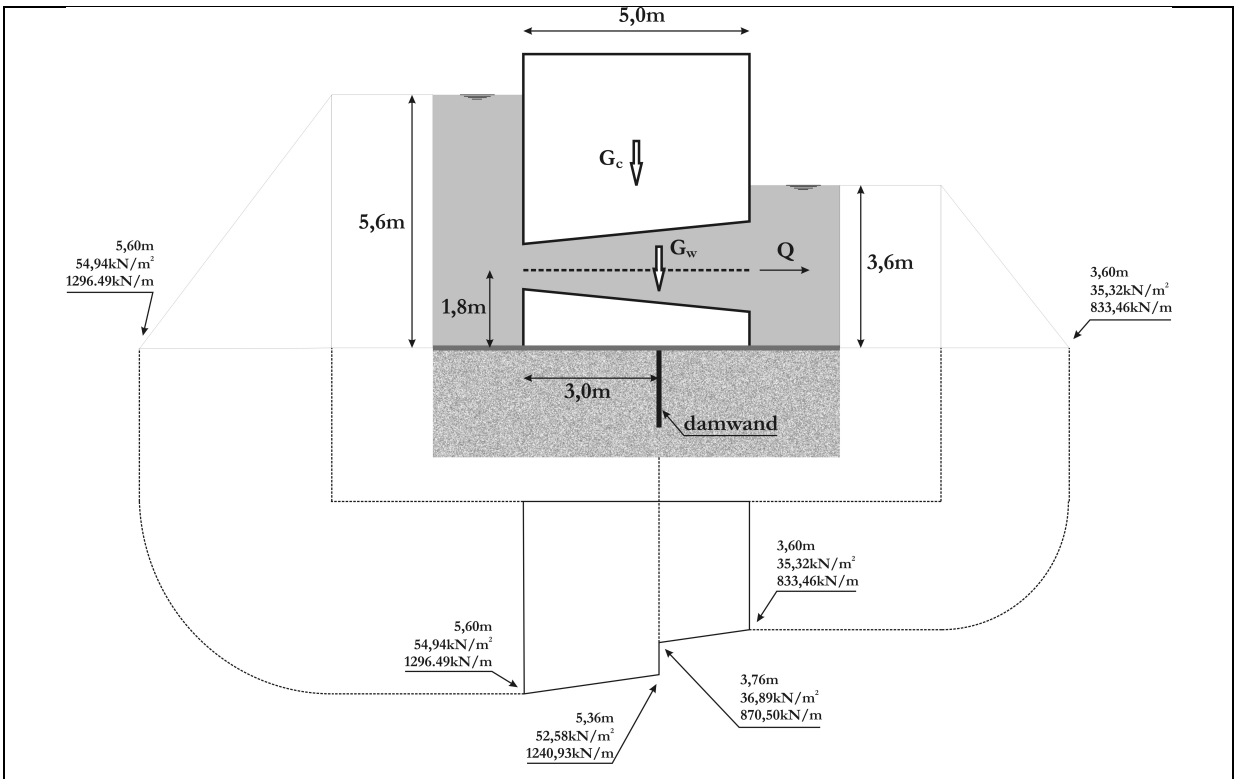
Er zijn 4 belastingen: hydrostatische drukken links en rechts, en krachten gerelateerd aan in- en uitstroming (krachten naar boven en naar rechts positief; momenten linksom positief)	
2	Hydrostatische druk links: $b\rho gh^2/2$ met b = 23,6m en h = 5,6m: 3630,17kN
1	Bijbehorende arm: h/3 = 5,6/3 = 1,87m (moment -6776,32kNm)
2	Hydrostatische druk rechts: $b\rho gh^2/2$ met b = 23,6m en h = 3,6m: 1500,22kN
1	Bijbehorende arm: h/3 = 3,6/3 = 1,20m (moment 1800,27kNm)
1	Instroming voor 5 kokers: $5\rho Q^2/A_{in}$, met Q = 5,25m³/s en A_{in} = 0,75m²: 183,75kN
1	Bijbehorende arm: 1,80m (moment -330,75kNm)
1	Uitstroming voor 5 kokers: $5\rho Q^2/A_{uit}$, met Q = 5,25m³/s en A_{uit} = 3,00m²: 45,94kN
1	Bijbehorende arm: 1,80m (moment 82,69kNm)

opgave 2c

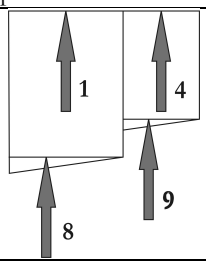
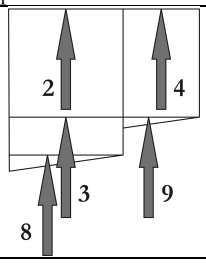
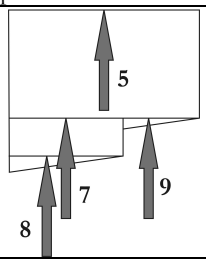
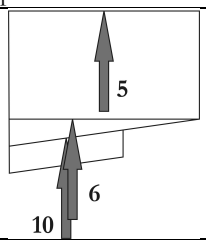
Neerwaartse belastingen zijn: eigen gewicht beton en eigen gewicht water in de kokers (beide gegeven)	
0	Eigen gewicht beton: -16335kN
5	Bijbehorende arm: 0m (moment: 0)
0	Eigen gewicht water in de 5 kokers: 5*92kN = -460kN
5	Bijbehorende arm: 0,5m (moment: -230kNm)
	• bij eigen gewicht water in de kokers factor 5 vergeten: -3

opgave 2d

Drukverloop onder de constructie en bijbehorende resultante (zie figuur en tabel)	
3	lengte van de kwelweg: 25m (inclusief drukgradiënt = 0,7848 kN/m³ cq verhang = 0,08)
3	drukverloop (zie figuur)
4	resultante (zie tabel)



Drukverloop (uitgedrukt in m waterkolom; kN/m² en kN/m constructie in dwarsrichting van het kanaal).

	belasting		α = 0,5		α = 0,6	
		kN	arm [m]	kNm	arm [m]	kNm
Optie 1						
	$V_{op,1}$	3722,79	1,00	-3722,79	1,50	-5584,19
	$V_{op,4}$	1666,92	1,50	2500,38	1,00	1666,92
	$V_{op,8}$	83,34	1,50	-125,01	2,00	-166,68
	$V_{op,9}$	37,04	1,17 (7/6)	43,21	0,67 (2/3)	24,69
	ΣV_{op}	5510,09		-1304,21		-4059,25
Optie 2						
	$V_{op,2}$	2500,38	1,00	-2500,38	1,50	-3750,57
	$V_{op,3}$	1222,41	1,00	-1222,41	1,50	-1833,62
	$V_{op,4}$	1666,92	1,50	2500,38	1,00	1666,92
	$V_{op,8}$	83,34	1,50	-125,01	2,00	-166,68
	$V_{op,9}$	37,04	1,17 (7/6)	43,21	0,67 (2/3)	24,69
	ΣV_{op}	5510,09		-1304,21		-4059,25
Optie 3						
	$V_{op,5}$	4167,30	0,00	0,00	0,50	-2083,64
	$V_{op,7}$	1222,41	1,00	-1222,41	1,50	-1833,62
	$V_{op,8}$	83,34	1,50	-125,01	2,00	-166,68
	$V_{op,9}$	37,04	1,17 (7/6)	43,21	0,67 (2/3)	24,69
	ΣV_{op}	5510,09		-1304,21		-4059,25
Optie 4						
	$V_{op,5}$	4167,30	0,00	0,00	0,50	-2083,64
	$V_{op,6}$	231,50	0,83 (5/6)	-192,92	1,33 (4/3)	-308,67
	$V_{op,10}$	1111,29	1,00	-1111,29	1,50	-1666,94
	ΣV_{op}	5510,09		-1304,21		-4059,25

	belasting	α = 0,5		α = 0,6	
	kN	arm [m]	kNm	arm [m]	kNm
Horizontale belastingen					
H_1	3630,17	1,80	-6776,32	1,80	-6776,32
H_2	-1500,22	1,20	1800,27	1,20	1800,27
H_3	183,75	1,80	-330,75	1,80	-330,75
H_4	-45,94	1,80	82,69	1,80	82,69
ΣH =	2267,76		(-5224,11)		(-5224,11)
Neerwaartse belastingen					
V_{n1}	-16335,00	0,00	0,00	0,50	8167,50
V_{n2}	-460,00	0,50	-230,00	0,00	0,00
Opwaartse belastingen					
ΣV_{op}	5510,01		-1304,21	5510,01	-4059,25
ΣV =	-11284,92	ΣM =	-6758,32	ΣM =	-1115,86

opgave 2e

Veiligheid tegen afschuiven: $\gamma = \dfrac{\min\{f, \tan\delta\}\lvert\Sigma V\rvert}{\lvert\Sigma H\rvert}$ met f = 0,5 en $2/3 \le \delta/\varphi \le 1$ ($\varphi = 30^o$ voor zand) en $\lvert\Sigma V\rvert$=11284,92kN en $\lvert\Sigma H\rvert$ = 2267,76kN volgt $1{,}81 \le \gamma \le 2{,}49$	
3	uitdrukking voor γ (dit impliceert dat γ wordt gezien als veiligheidsfactor)
2	f = 0,5
3	δ kiezen in het interval $2/3 \le \delta/\varphi \le 1$ met $\varphi = 30^o$ voor zand (indien op voorhand is uitgegaan van tanφ (dus δ vergeten) 0 punten voor dit onderdeel)
2	$\lvert\Sigma V\rvert$=11284,92kN (dus eigen gewicht van water en beton in rekening gebracht) $\lvert\Sigma H\rvert$ = 2267,76kN

opgave 2f

Controle op kantelen: $\left(\frac{1}{3}-\alpha\right)L \le \frac{\sum M}{\sum V} \le \left(\frac{2}{3}-\alpha\right)L$

met (in deze uitwerking) α = 0,5 en mits ΣV neerwaarts is (ofwel dat geen sprake is van opdrijven).

Met ΣM = -6758,32kNm en ΣV = -11284,92kN (inderdaad neerwaarts) is de excentriciteit e = ΣM/ ΣV = 0,60m.
Met L=5m is voldaan aan de eis dat -5/6m ≤ e ≤ 5/6m.

Alternatief: α = 0,6: -4/3 m ≤ e ≤ 1/3 m met e = 0,10m.

Ook goed is vooruitlopen op opgave 2g) waarin wordt gevraagd om het verloop van de korrelspanning onder de constructie. De uiterste spanningen worden gegeven door

$$\sigma_1 = (6\alpha - 4)\frac{\sum V}{BL} + \frac{\sum M}{BL^2/6}$$

$$\sigma_2 = (2 - 6\alpha)\frac{\sum V}{BL} - \frac{\sum M}{BL^2/6}$$

Als beide spanningen hetzelfde teken hebben en ΣV is neerwaarts, dan is geen sprake van kantelen.

Met (in deze uitwerking) α = 0,5 en ΣM = -6758,32kNm en ΣV = -11284,92kN (inderdaad neerwaarts), B = 23,6m en L=5m is σ = -95,63 ± 68,73 kN/m². Kennelijk hebben beide uitersten hetzelfde teken.

Met α = 0,6 en ΣM = -1115,86kNm en ΣV = -11284,92kN is
σ_1 = 0,4 * 95,63 – 11,35 kN/m² = 26,90
σ_2 = 1,6 * 95,63 + 11,35 kN/m² = 164,36

Optie 1): via excentriciteit	
2	juiste ΣM
2	e = 0,60m (of 0,10m)
6	grenzen aan e
	NB: bij α = 0,5 zijn grenzen aan e even groot, maar tegengesteld van teken. In dat geval kan $\lvert e\rvert$ worden getoetst aan $\lvert\Sigma M\rvert/\lvert\Sigma V\rvert$. Deze toets uitvoeren zonder expliciet gebruik van absolute waarden: -5 NB: Indien sprake van opdrijven en dat blijft onopgemerkt: 0 voor dit onderdeel
Optie 2): extreme korrelspanningen	
4	juiste ΣM
	berekening extreme spanningen (beoordelen bij onderdeel g)
6	extreme spanningen gelijk teken
	NB: Indien sprake van opdrijven en dat blijft onopgemerkt: 0 voor dit onderdeel

opgave 2g

De uiterste spanningen worden gegeven door

$$\sigma_1 = (6\alpha - 4)\frac{\sum V}{BL} + \frac{\sum M}{BL^2/6}$$

$$\sigma_2 = (2 - 6\alpha)\frac{\sum V}{BL} - \frac{\sum M}{BL^2/6}$$

Als beide spanningen hetzelfde teken hebben en ΣV is neerwaarts, dan is geen sprake van kantelen.
Met (in deze uitwerking) α = 0,5 en ΣM = -6758,32kNm en ΣV = -11284,92kN (inderdaad neerwaarts), B = 23,6m en L=5m is σ = 95,63 ± 68,73 kN/m^2, zodat s_1 = 164,36kN/m^2 en s_2 = 26,90kN/m^2

Omdat ΣM negatief (dus moment rechtsom), zit de grootste korrelspanning aan de rechterkant van de constructie (laagwaterzijde).

Met α = 0,6 en ΣM = -1115,86kNm en ΣV = -11284,92kN is
σ_1 = 0,4 * 95,63 – 11,35 kN/m^2 = 26,90
σ_2 = 1,6 * 95,63 + 11,35 kN/m^2 = 164,36

5	uiterste spanningen
5	grootste korrelspanning aan laagwaterzijde (plaatje op antwoordblad)
	NB: Indien sprake van opdrijven en dat blijft onopgemerkt: 0 voor dit onderdeel. NB: opmerken dat 164,36kN/m^2 boven bezwijkgrens ligt: +5 (ook al gaat dat boven 10 uit)

OPGAVE 3

opgave 3a

Een ongeladen schip is gevoelig voor zijwind en moet opsturen. Hierdoor valt de vaarrichting niet samen met de as van het schip. Het ruimtebeslag in het dwarsprofiel van de vaarweg is daardoor groter dan wanneer opsturen niet nodig is.	
4	ongeladen schip
4	vaarrichting en as van schip vallen niet samen
2	toegenomen ruimtebeslag

opgave 3b

Retourstroomsnelheid bij 80% van de grenssnelheid
A_s = 10,00m * 3,40m = 34,00m²
A_c = 23,6m * 3,6m = 84,95m²
A_s/A_c = 0,4

grenssnelheid:

- uit diagram van Schijf: $v_{gr}/\sqrt{(gh_g)}$ = 0,28. Met h_g = 3,6m volgt v_{gr} = 1,66m/s (maar dat heb je niet nodig)
- uit $\frac{A_s}{A_c} = 1 + \frac{1}{2}\left(\frac{v_{gr}}{\sqrt{gh_g}}\right)^2 - \frac{3}{2}\left(\frac{v_{gr}}{\sqrt{gh_g}}\right)^{2/3}$ met behulp van grafische rekenmachine:
- of analytisch: $\frac{v_{gr}}{\sqrt{gh_g}} = \left(2\cos\frac{\xi + 4\pi}{3}\right)^{3/2}$; $\begin{cases} \cos\xi = -\left(1 - \frac{A_s}{A_c}\right) \\ \sin\xi = \sqrt{1 - \left(1 - \frac{A_s}{A_c}\right)^2} \end{cases}$

80% van grenssnelheid: $v/\sqrt{(gh_g)}$ = 0,224

retourstroomsnelheid:

- uit diagram van Schijf: $u_r/\sqrt{(gh_g)}$ = 0,19. Met h_g = 3,6m volgt u_r = 1,13m/s
- of uit $\frac{u_r}{\sqrt{gh_g}} = -\frac{v}{\sqrt{gh_g}} + 2\sqrt{-p/3}\cos\frac{\varphi + 4\pi}{3}$

  met $\cos\varphi = \frac{q}{2(-p/3)^3}$; $\sin\varphi = \sqrt{1 - \left(\frac{q}{2(-p/3)^3}\right)^2}$

  en $p = -2\left(1 - \frac{A_s}{A_c} + \frac{1}{2}\left(\frac{v}{\sqrt{gh_g}}\right)^2\right)$; $q = -2\frac{v}{\sqrt{gh_g}}$

2	A_s/A_c = 0,4
4	$v/\sqrt{(gh_g)}$ = 0,224 (mag impliciet bij aflezen diagram)
4	$u_r/\sqrt{(gh_g)}$ = 0,19 zodat u_r = 1,13m/s
	h_g > h: -4

opgave 3c

Spiegeldaling

uit diagram van Schijf: $z/h_g = 0{,}06$ dus $z = 0{,}22$m

of analytisch: $\frac{z}{h_g} = \frac{1}{2}\left(\frac{v}{\sqrt{gh_g}} + \frac{u_r}{\sqrt{gh_g}}\right)^2 - \frac{1}{2}\left(\frac{v}{\sqrt{gh_g}}\right)^2$ of $z = \frac{(v+u_r)^2 - v^2}{2g}$

redeneer: z > kielspeling, dus object loopt aan de grond

3	$z/h_g = 0{,}06$ dus $z = 0{,}22$m
7	kielspeling, dus object loopt aan de grond

OPGAVE 4

opgave 4a

De kans dat de restaurants onderlopen bij een willekeurig hoogwater wordt gegeven door

$$P\{\zeta < 43{,}93\text{m}\} = 1 - P(43{,}93\text{m})$$

met (gegeven),

$$P(z) = \exp\left(-\left(\frac{z-\mu}{\sigma}\right)^{\alpha}\right)$$

waarbij μ = 40,00m, σ = 1,20m en α = 1,1.

3	$P(z) = \exp\left(-\left(\frac{z-\mu}{\sigma}\right)^{\alpha}\right)$ met z = 43,93m geeft P(z) = 0,025
7	zodat $P\{\zeta < 43{,}93\text{m}\} = 0{,}975$

opgave 4b

De gevraagde frequentie is af te leiden uit de gegeven overschrijdingskans voor het niveau van de boulevard en de bijbehorende gemiddelde frequentie van overschrijden:

$$P\{\zeta > 41{,}61\text{m}\} = \frac{f_b}{f_0}$$

met f_b de gemiddelde frequentie waarmee de boulevard onderloopt (1/5 jaar^{-1}), P{z>41,61m} de kans dat een willekeurig hoogwater het niveau van de boulevard overschrijdt, gegeven door

$$P\{\zeta > 41{,}61\text{m}\} = P(41{,}61\text{m}) = \exp\left(-\left(\frac{41{,}61-\mu}{\sigma}\right)^{\alpha}\right) = 0{,}25$$

en f_0 de gevraagde frequentie waarmee ζ = 40,00m wordt overschreden.

Hieruit volgt: $f_0 = f_b / 0{,}25 = 0{,}8$ jaar^{-1}.

6	$P\{\zeta > 41{,}61\text{m}\} = \frac{f_b}{f_0}$
4	$P\{\zeta > 41{,}61\text{m}\} = P(41{,}61\text{m}) = \exp\left(-\left(\frac{41{,}61-\mu}{\sigma}\right)^{\alpha}\right) = 0{,}25$

opgave 4c

Het niveau ζ_{stad} van de stad kan worden berekend uit

$$P\{\zeta > \zeta_{stad}\} = \frac{f_s}{f_0}$$

met f_s de gemiddelde frequentie waarmee zich wateroverlast in de stad voordoet (eens per 500 jaar). Met $f_0 = 0{,}8$ jaar^{-1} is $P\{\zeta>\zeta_{stad}\} = (1/500)/0{,}8 = 0{,}0025$.

Uit de inverse van de Weibull verdeling vinden we vervolgens

$$\zeta_{stad} = \mu + \sigma\left(-\ln 0{,}0025\right)^{1/\alpha} = 46{,}11\text{m}$$

boven LR.

Indien is gerekend met $f_0 = 1$ jaar^{-1} is $f_s / f_0 = 0{,}0020$ en volgt ζ_{stad} = LR+46,32m

6	$P\{\zeta > \zeta_{stad}\} = \frac{f_s}{f_0} = 0{,}0025$
4	ζ_{stad} = LR+46,11m (kansverdeling inverteren)

opgave 4d

Ook hier gebruiken we $P=f/f_0$ zodat $f = P * f_0$.

$$P\{41{,}61\text{m}<\zeta<43{,}93\text{m}\} = P\{\zeta \geq 41{,}61\text{m}\} - P\{\zeta \geq 43{,}93\text{m}\} = P(41{,}61\text{m}) - P(43{,}93\text{m})$$

met P(43,93m) = 0,025 en P(41,61m) = 0,250m (zie opgaven a en b) volgt P(41,61m)-P(43,93m) = 0,225
en zodoende is $f = (P(41{,}61\text{m})-P(43{,}93\text{m})) * f_0 = 0{,}225 * 0{,}8$ jaar^{-1} = 0,18 jaar^{-1}.

Ook goed is

$f = (P(41{,}61\text{m})-P(43{,}93\text{m})) * f_0 = f_0\, P(41{,}61\text{m}) - f_0\, P(43{,}93\text{m}) = f_b - f_r = 1/5 - 1/50 = 0{,}18$ jaar^{-1}.

Rekenen met gegeven waarden voor het geval geen antwoord is gevonden op onderdelen a en/of b:

- met P(43,93) = 0,900 en $f_0 = 0{,}8$ jaar^{-1}: f = 0,120 jaar^{-1}.
- met P(43,93) = 0,900 en $f_0 = 1{,}0$ jaar^{-1}: f = 0,150 jaar^{-1}.
- met P(43,93) = 0,975 en $f_0 = 1{,}0$ jaar^{-1}: f = 0,225 jaar^{-1}.

via $f = (P(41{,}61\text{m})-P(43{,}93\text{m})) * f_0 = 0{,}225 * 0{,}8$ jaar^{-1} = 0,18 jaar^{-1}.	
2	$f = P * f_0$.
8	kans boulevard nat, maar restaurants niet is 0,225 (2 kansen, elk 4 punten)
via $f_b - f_r = 1/5 - 1/50 = 0{,}18$ jaar^{-1}.	
8	uitdrukking
2	waarden
	• uitgaan van product van overschrijdingskansen (vanwege 'en'): 0 voor dit onderdeel

OPGAVE 5

opgave 5a

Evenwichtdiepte h_e : stationair en eenparig

$$Q = bh_e C_h \sqrt{h_e i} \quad \rightarrow \quad h_e = \left(\frac{Q^2}{b^2 C_h^2 i} \right)^{1/3}$$

Met Q=600m³/s, b=400m, C_h=59,3√m/s en i=4x10^{-5} volgt h_e = 2,52m

10	definitie evenwichtsdiepte (uit Chézy)

opgave 5b

5. Benedenstrooms van B: ongewijzigd
6. Van B naar A: asymptotische aanpassing naar waterdiepte van 2,52m
7. Vanaf A in bovenstroomse richting: asymptotische aanpassing naar oorspronkelijke diepte van 4m

2	deel 1: benedenstrooms van B
4	deel 2: tussen A en B
1	Waterdiepte in A tussen 2,52m en 4,00m
3	deel 3: bovenstrooms van A
	sprongen in waterstand: 0 verandering in bodemligging tussen A en B: max 2 (in vraag uitgesloten) verandering in bodemligging elders dan tussen A en B: 0 (in vraag uitgesloten)

opgave 5c

In het uiteindelijke, nieuwe evenwicht:

4. verhang overal 1x10^{-5},
5. benedenstrooms van B geen verandering,
6. waterstand en bodem bij A liggen direct na aanleg van de afsnijding 5km * 4x10^{-5} = 0,20m hoger dan bij B. In het nieuwe evenwicht is dat 5km * 1x10^{-5} = 0,05m. Waterstand en bodem in A gaan dus 0,15m omlaag

4	1: verhang overal 1x10^{-5}
2	2: benedenstrooms van B geen verandering
4	3: waterstand en bodem in A gaan dus 0,15m omlaag

opgave 5d

1. Oorspronkelijk hoogteverschil tussen A en C (via bocht): 52,5km * 1x10^{-5} = 0,525m,
2. Na afsnijding is de afstand AC gereduceerd tot 37,5km. Het verhang wordt 0,525m/37,5km = 1,4x10^{-5}.

zodat β = 1,4.

Ook goed (directe methode): verhang = (52,5km/37,5km) * 1x10^{-5} = 1,4x10^{-5}.

5	1: oorspronkelijk 52,5km * 1x10^{-5} = 0,525m
5	2: nieuw 0,525m/37,5km = 1,4x10^{-5}.

opgave 5e

In nieuw evenwicht moeten Q en S in het traject AC identiek zijn aan die in de oorspronkelijke situatie, terwijl het verhang i met een factor 1,4 is toegenomen.

Debiet:

$$Q = bh^{3/2} C_h \sqrt{i}$$

blijft gelijk en omdat de Chézy ruwheid niet verandert, blijft $bh^{3/2}i^{1/2}$ gelijk. Controleer of dat klopt als b toeneemt met β^4, h afneemt met β^3 en i een factor β toeneemt:

$$b_{\text{nieuw}} h_{\text{nieuw}}^{3/2} i_{\text{nieuw}}^{1/2} = \left(\beta^4 b_{\text{oud}}\right)\left(\beta^{-3} h_{\text{oud}}\right)^{3/2}\left(\beta i_{\text{oud}}\right)^{1/2} = b_{\text{oud}} h_{\text{oud}}^{3/2} i_{\text{oud}}^{1/2}$$

Sedimenttransport:

$$S \sim bu^4 = b\left(\frac{Q}{bh}\right)^4 = Q^4 b^{-3} h^{-4}$$

en omdat Q gelijk blijft, moet $b^{-3}h^{-4}$ gelijk blijven. Controleer of dat klopt als b toeneemt met β^4 en h afneemt met β^3:

$$b_{\text{nieuw}}^{-3} h_{\text{nieuw}}^{-4} = \left(\beta^4 b_{\text{oud}}\right)^{-3}\left(\beta^{-3} h_{\text{oud}}\right)^{-4} = b_{\text{oud}}^{-3} h_{\text{oud}}^{-4}$$

2	Q gelijk
3	$Q \sim bh^{3/2}i^{1/2}$
2	S gelijk
3	$S \sim b^{-3}h^{-4}$

TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

vrijdag 24 juni 2016, 14:00 – 17:00

Algemene gegevens

Bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen kunt u gebruik maken van de gegevens in onderstaande lijst, tenzij bij de opgave nadrukkelijk anders is vermeld.

- versnelling van de zwaartekracht $g = 9{,}81$ N/kg
- massadichtheid van zout water $\rho_{zout} = 1025$ kg/m^3
- massadichtheid van zoet water $\rho_{zoet} = 1000$ kg/m^3
- massadichtheid van (gewapend) beton $\rho_{beton} = 2400$ kg/m^3
- massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven) $\rho_{steen} = 2650$ kg/m^3
- massadichtheid zand $\rho_{zand} = 2650$ kg/m^3
- massadichtheid lucht $\rho_a = 1.2$ kg/m^3
- schadefactor $k_d = 3$
- kinematische viscositeit $\nu = 10^{-6}$ m^2/s
- wrijvingscoëfficiënt voor wind $c_W = 3.5 \cdot 10^{-6}$
- ruwheid van het rivierbed (tenzij anders gegeven) $k_s = 0.04$ m
- korreldiameter grof zand $D = 400$ μm
- hoek van inwendige wrijving (grof zand) $\varphi = 30°$
- hoek van inwendige wrijving (stortsteen) $\varphi = 40°$
- coëfficiënt van Bligh voor grof zand $C_B = 12$
- coëfficiënt van Lane voor grof zand $C_L = 5$
- coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton $f = 0.5$

Beschrijving (10 minuten)

Dit tentamen gaat vooral, maar niet uitsluitend, over aspecten van waterbouwkundige infrastructuur. Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben hetzelfde gewicht en tellen gelijk mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat.

Tenzij nadrukkelijk anders aangegeven, dient u bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen steeds duidelijk aan te geven hoe u tot uw antwoord bent gekomen. Een getal alleen volstaat nooit.

De eerste opgave van dit tentamen heeft een vrij theoretisch karakter en gaat over eigenschappen van golven en de voorplanting van golven. In de overige vier vragen komen de volgende vier onderwerpen aan de orde:

- stabiliteit van een stuw in de vorm van een volkomen overlaat, met bodembescherming
- windopzet en statistiek
- ontwerp van het profiel van een dijk
- riviermorfologie

Bij dit tentamen zijn vier antwoordbladen gevoegd, genummerd I tot en met IV. Blad I heeft betrekking op opgave 1, bladen II en III op opgave 2 en blad IV op opgave 5. Bij deze opgaven is aangegeven welke delen van uw antwoorden u op deze antwoordbladen kunt invullen. U dient deze antwoordbladen te voorzien van uw naam en studienummer en ze samen met uw andere antwoorden in te leveren, ook als er behoudens uw naam en studienummer weinig of helemaal niets op staat.

Opgave 1 Golven (35 minuten)
Elke deelvraag in deze opgave bevat twee uitspraken over eigenschappen van golven en voortplanting van golven, genummerd 1 en 2. U wordt gevraagd om de juistheid van deze twee uitspraken te beoordelen en voor deze twee uitspraken aan te geven welke van de volgende vier mogelijkheden (A tot en met D) volgens u van toepassing is:

A. beide uitspraken zijn juist,
B. uitspraak 1 is juist en uitspraak 2 is onjuist,
C. uitspraak 1 is onjuist en uitspraak 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

Het gaat om een principieel oordeel. Dat sommige effecten onder bepaalde omstandigheden wellicht verwaarloosd kunnen worden, doet in deze opgave niet ter zake.

Anders dan bij andere opgaven wordt een motivatie van uw oordeel bij deze opgave niet gevraagd. Per deelvraag kunt u volstaan met één keuze uit A, B, C en D. Deze opgave staat ook op Antwoordblad I. Maak bij deze opgave gebruik van dat antwoordblad en vul daar uw antwoorden in.

a) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Als golven zich voortplanten in steeds ondieper water maar niet breken, blijft de golfperiode gelijk.
2. Met het energiedichtheidspectrum wordt de verdeling beschreven van golfenergie over de golfhoogte.

b) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Bij een verhouding tussen de waterdiepte h en de golflengte L zodanig dat $\tanh(2\pi h/L) \approx 2\pi h/L$, is de voortplantingssnelheid van golven bij goede benadering gelijk aan $\sqrt{(gh)}$, waarbij g de versnelling van de zwaartekracht is.
2. Golven planten zich altijd min of meer voort in de richting van de wind.

c) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Golven die op het strand invallen, breken bij een waterdiepte van ongeveer 1/20 van de golflengte.
2. Refractie is het verschijnsel dat de hoogte van een golf toeneemt als deze zich voortplant in steeds ondieper water.

d) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Breking van golven die schuin op een lange, rechte kust (met dieptelijnen evenwijdig aan de kust), leidt tot een stroming evenwijdig aan die kust.
2. Golven die schuin op een talud (bijvoorbeeld van een dijk) invallen, genereren een kleinere oploop dan loodrecht invallende golven.

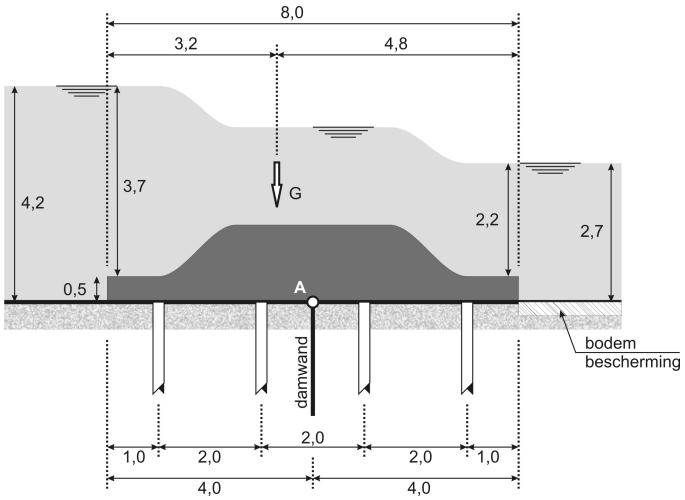
e) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Diffractie is het verschijnsel dat de richting waarin golven zich voortplanten verandert als de waterdiepte in voortplantingsrichting afneemt..
2. De voortplantingssnelheid van een golf is gerelateerd van de golflengte.

Opgave 2 Waterkerende constructie (50 minuten)
Bij de aansluiting van een uitwateringskanaal op een rivier is een stuw geplaatst. Deze is bedoeld om de waterstand in het omliggende gebied zo goed mogelijk binnen een gewenst interval te houden. Een van de ontwerpcondities betreft een zeer hoge afvoer in het uitwateringskanaal in combinatie met een lage waterstand op de rivier. Die combinatie kan voorkomen direct na een periode van intense neerslag. Het afwateringskanaal reageert daar sneller op dan de rivier. Voor deze situatie kijken we naar de stabiliteit van de stuw.

De stuw heeft de vorm van een overlaat die zich uitstrekt over de volle breedte van het uitwateringskanaal. Voor de analyse van de stabiliteit beperken we ons in deze opgave tot een moot met een breedte van 1m. In de bedoelde ontwerpconditie is het debiet (per eenheid van breedte) over de stuw gelijk aan $q = 8{,}10 m^3/s/m$. Aan bovenstroomse zijde van de stuw is de waterdiepte 4,2m en aan benedenstroomse zijde is dat 2,7m. Bij deze omstandigheden is sprake van een

volkomen overlaat. De dwarsdoorsnede van de stuw met bijbehorende waterstanden is zeer schematisch weergegeven in figuur 1.



figuur 1: Doorsnede van de stuw. Alle maten zijn in meter.

Het eigen gewicht G van de stuw bedraagt 380kN/m. De beschouwde moot van 1m weegt dus 380kN en dat is inclusief het gewicht van het water dat zich boven het grondvlak bevindt. Het massazwaartepunt van het eigen gewicht inclusief het genoemde water, bevindt zich op 3,2m van het uiteinde van het grondvlak aan hoogwaterzijde.

Rond de constructie bestaat de ondergrond uit zand. De stuw is gefundeerd op palen met een hart-op-hart afstand van 2,00m, zowel dwars op het kanaal als in langsrichting. Midden onder de constructie is een onderloopsheidscherm aangebracht in de vorm van een damwand. Deze reikt tot 6m onder het grondvlak en is waterdicht op de constructie aangesloten, maar de aansluiting brengt geen krachten over.

Stroomafwaarts van de stuw is de bodem van de waterloop voorzien van een bodembescherming. Het gaat om een filterconstructie die moet voorkomen dat kwel onder de constructie door leidt tot piping en dat de hoge stroomsnelheid aan laagwaterzijde ontgronding met zich meebrengt.

Waar u in deze opgave momenten moet bepalen van belastingen op de constructie, dient u dat te doen ten opzichte van punt A, aangegeven in figuur 1. Dat punt ligt in het midden van het grondvlak van de constructie. Anders dan in voorgaande tentamens kunt u niet zelf kiezen ten opzichte van welk punt u momenten bepaalt. Neem krachten naar boven en naar laagwaterzijde (rechts in figuur 1) positief, net als momenten linksom.

a) Bepaal alle horizontale belastingen op de constructie en de bijbehorende momenten ten opzichte van punt A. Leg uit hoe u de belastingen hebt bepaald (berekening) Gebruik de tabel op antwoordblad II voor een overzicht van deze belastingen en momenten.

b) Bepaal het verloop van de opwaartse waterdruk langs het grondvlak van de constructie en teken dit verloop in de figuur op antwoordblad III

c) Bereken de extreme paalbelastingen (minimum en maximum) en leg uit bij welke paal de maximale belasting optreedt.

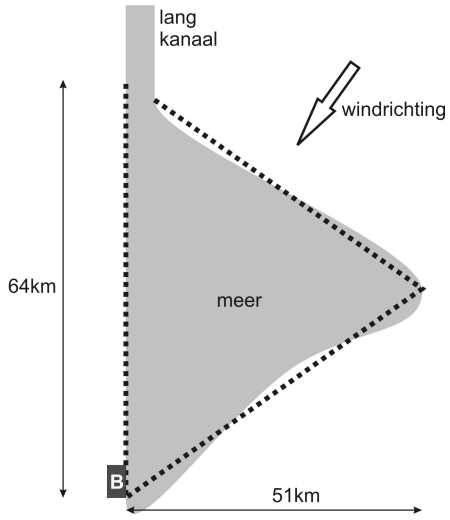
d) Bij het ontwerp van de constructie was wat discussie over de plaats van het onderloopsheidscherm. Men heeft overwogen dat scherm te verplaatsen om zo tot een meer gelijkmatige belasting op de funderingspalen te komen. Een van de mogelijkheden is om het scherm twee meter naar hoogwaterzijde te verplaatsen (naar links in figuur 1). De andere mogelijkheid is twee meter naar laagwaterzijde (naar rechts in figuur 1). Heeft u een voorkeur voor één van deze beide opties? Motiveer uw antwoord kwantitatief.

e) De bovenlaag van de bodembescherming aan laagwaterzijde bestaat uit los gestorte stenen met een nominale diameter D = 0,15m. Verifieer of deze bestorting stabiel is (dus 'geen beweging'). De gebruikte stortsteen heeft een massadichtheid van 2650kg/m^3 en de Nikuradse ruwheid van de bovenlaag is bij benadering 2D.

Opgave 3 Windopzet en statistiek (40 minuten)
Een groot, ongeveer driehoekig meer zie (figuur 2) sluit in één van de hoeken aan op een lang en breed kanaal. Bij een andere hoek ligt een kleine stad waar de bewoners graag genieten van de waterkant. Om hen te plezieren is langs het meer een fraaie boulevard aangelegd (aangegeven met B in figuur 2). Opstuwing op het meer kan leiden tot wateroverlast op de boulevard, die slechts 0,5m boven het gemiddeld peil van het meer ligt. Dat kan voorkomen als de wind loodrecht op de tegenoverliggende oever staat (zie figuur 2). Wind uit die richting komt gemiddeld 15 keer per jaar voor. De bijbehorende windsnelheid W is Weibull verdeeld volgens

$$P(W \geq \underline{W}) = \exp\left(-\left(\frac{W}{\lambda}\right)^{\alpha}\right)$$

met λ = 4,1m/s en α = 1,5.



Figuur 2: Schets van het meer en de benadering van de vorm met een gelijkbenige driehoek. De B geeft de plaats van de boulevard aan.

Gemakshalve schematiseren we het meer tot een gelijkbenige driehoek met afmetingen zoals aangegeven in figuur 2. De gemiddelde waterdiepte in het meer bedraagt 5m.

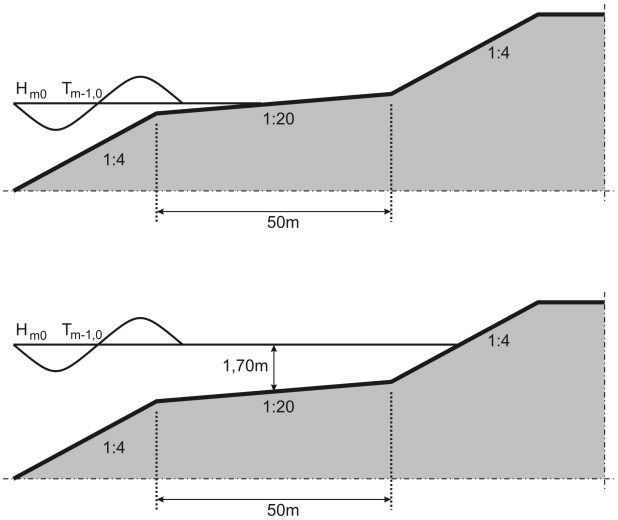
a) Bij welke windsnelheid W leidt opstuwing tot wateroverlast bij de boulevard? Ga uit van de windrichting die in figuur 2 is aangegeven.

b) Hoe groot is de kans dat wateroverlast optreedt in het geval dat de wind uit de aangegeven ongunstige richting komt?

c) We gaan uit van dezelfde omstandigheden als in het vorige onderdeel van deze opgave. Hoe groot is de kans dat de boulevard twee maal in hetzelfde jaar te kampen heeft met wateroverlast?

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Opgave 4 Dwarsprofiel van een dijk (45 minuten)
Een zeedijk heeft een dwarsprofiel zoals (onvolledig) geschetst in figuur 3a (bovenste schets). Het beneden- en bovenbeloop hebben een helling van 1:4 (1 vertikaal, 4 horizontaal) en ze zijn gescheiden door een 50m brede berm die is aangelegd onder een talud 1:20. De ontwerpwaterstand valt samen met het niveau van het midden van de berm. De ontwerp golfcondities zijn H_{m0} = 4m en $T_{m-1,0}$ = 10sec. De golven vallen loodrecht in en de dijk heeft een gladde bekleding.



Figuur 3: Dwarsprofiel van de zeedijk in de oorspronkelijke toestand (figuur 3a, bovenste schets) en na een relatieve bodemdaling van 1,7m (figuur 3b, onderste schets).

a) Hoe groot is de golfoploop $R_{u,2\%}$ ten opzichte van het gemiddeld niveau van de berm?

b) Een of andere slimmerik stelt dat de dijk duurder is dan nodig omdat een beperking van de bermbreedte tot 30m niet leidt tot een grotere oploop. Is dat juist? Motiveer uw antwoord kwantitatief.

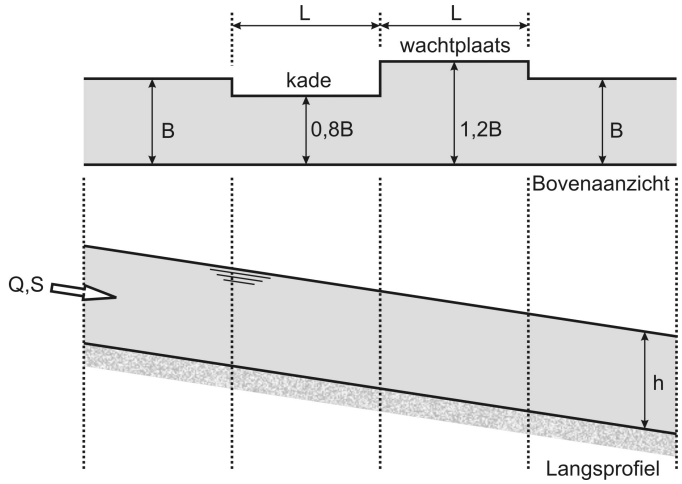
Voor onderdeel c) van deze opgave dient u voor de situatie geschetst in figuur 3a uit te gaan van een golfoploop $R_{u,2\%}$ = 6,55m, onafhankelijk van uw antwoord op onderdeel a).

De dijk ligt in een gebied met sterke bodemdaling. Men verwacht dat de combinatie van deze bodemdaling en zeespiegelstijging er op afzienbare termijn toe zal leiden dat de dijk in z'n geheel 1,7m daalt ten opzichte van de ontwerpwaterstand. Dit leidt tot de situatie die is geschetst in figuur 3b. Om de functionaliteit van de dijk te behouden, zou men dat ding natuurlijk kunnen ophogen, maar het is goedkoper om de golfoploop te beperken door de buitenkant van de dijk te voorzien van een ruwe bekleding.

c) Hoe groot mag de reductiecoëfficiënt γ_f voor de ruwheid van de bekleding maximaal zijn, zodanig dat de kruin van de dijk niet hoeft te worden verhoogd? Motiveer uw antwoord kwantitatief. Hint: bedenk dat de oploop **ten opzichte van de berm** niet mag toenemen.

Opgave 5 Riviermorfologie (45 minuten)

Ergens langs de rivier waar het uitwateringskanaal uit de opgave 2 is aangesloten, wil men een kade aanleggen in combinatie met een wachtplaats voor schepen. Voor de kade wordt de rivier plaatselijk versmald terwijl de wachtruimte wordt ondergebracht in een plaatselijke verbreding. Een en ander is schematisch weergegeven in figuur 3.



Figuur 3: schematische weergave van de kade en de wachtruimte die in de rivier worden aangelegd. De bovenste schets betreft een bovenaanzicht en de onderste schets is het langsprofiel van de rivier in de oorspronkelijke toestand (dus nog zonder kade en wachtruimte).

In deze figuur is h de waterdiepte en B de breedte van de rivier, beide in de oorspronkelijke toestand. Het bijbehorende verhang is i (niet aangegeven in de figuur). Voorts is Q de (stationair veronderstelde) afvoer en S het bijbehorende sedimenttransport. Dit transport is afhankelijk van de breedte van de rivier en de stroomsnelheid u volgens $S=mBu^4$, waarbij m een evenredigheidsconstante is. We nemen aan dat de waarde van m door de ingreep in de rivier niet verandert en dat geldt ook voor de Chézy ruwheid.

In deze opgave gaan we in op de morfologische consequenties van de voorgenomen ingreep in de rivier. We veronderstellen dat de rivier in morfologisch evenwicht verkeert op het moment dat de ingreep wordt gepleegd. Voor de beantwoording van de vragen bij deze vijfde opgave is de grootte van h, B, Q, S en i niet van belang, maar als u dat prettig vindt, kunt u gebruik maken van B = 600m, h = 3,5m, $Q = 2000 m^3/s$ en $i = 10^{-4}$.

a) Direct na aanleg van de kade en de wachtplaats (dus nog voordat enige morfologische aanpassing is opgetreden) zal het verloop van de waterstand in de rivier afwijken van dat in de oorspronkelijke situatie. Hiervoor kijken we eerst naar de evenwichtsdiepte $h_{k,i}$ ter hoogte van de kade en de evenwichtsdiepte $h_{w,i}$ ter hoogte van de wachtplaats (het subscript i staat voor 'initieel'). Bereken hoe groot deze beide evenwichtsdiepten zijn in verhouding tot de oorspronkelijke waterdiepte h. Kortom, bereken $h_{k,i}/h$ en $h_{w,i}/h$ direct na de ingreep.

b) Schets aan de hand van uw antwoord op onderdeel a) van deze opgave het verloop van de waterstand direct na aanleg van de kade en de wachtplaats. Maak hiervoor gebruik van antwoordblad IV (bovenste figuur).

c) Na verloop van (veel) tijd zal zich in de rivier een nieuw morfologisch evenwicht instellen. Bereken voor dit nieuwe evenwicht de evenwichtsdiepte h_k en het verhang i_k bij de kade en ook de evenwichtsdiepte h_w en het verhang i_w bij de wachtplaats, alle in verhouding tot de oorspronkelijke waarden (dus h_k/h, h_w/h, i_k/i en i_w/i).

d) Schets aan de hand van uw antwoord op onderdeel c) van deze opgave het langsprofiel van de rivier zoals dat eruit ziet nadat zich een nieuw morfologisch evenwicht heeft ingesteld. Maak hiervoor gebruik van antwoordblad IV (onderste figuur).

ANTWOORDBLAD I

bij het tentamen CTB2410 van 24 juni 2016

naam: _____

studienummer: _____

Bij opgave 1

Elke deelvraag in deze opgave bevat twee uitspraken over deze effecten en schijnkrachten, genummerd 1 en 2. U wordt gevraagd om de juistheid van deze twee uitspraken te beoordelen en voor deze twee uitspraken aan te geven welke van de volgende vier mogelijkheden (A tot en met D) volgens u van toepassing is. Als u bijvoorbeeld bij onderdeel a) van mening bent dat A van toepassing is, omcirkel dan de A van de rij A,B,C,D rechts van de twee uitspraken bij onderdeel a).

a) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Als golven zich voortplanten in steeds ondieper water maar niet breken, blijft de golfperiode gelijk.
2. Met het energiedichtheidspectrum wordt de verdeling beschreven van golfenergie over de golfhoogte.

A. beide uitspraken zijn juist,
B. 1 is juist en 2 is onjuist,
C. 1 is onjuist en 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

b) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Bij een verhouding tussen de waterdiepte h en de golflengte L zodanig dat $\tanh(2\pi h/L) \approx 2\pi h/L$, is de voortplantingssnelheid van golven bij goede benadering gelijk aan $\sqrt{(gh)}$, waarbij g de versnelling van de zwaartekracht is.
2. Golven planten zich altijd min of meer voort in de richting van de wind.

A. beide uitspraken zijn juist,
B. 1 is juist en 2 is onjuist,
C. 1 is onjuist en 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

c) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Golven die op het strand invallen, breken bij een waterdiepte van ongeveer 1/20 van de golflengte.
2. Refractie is het verschijnsel dat de hoogte van een golf toeneemt als deze zich voortplant in steeds ondieper water.

A. beide uitspraken zijn juist,
B. 1 is juist en 2 is onjuist,
C. 1 is onjuist en 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

d) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Breking van golven die schuin op een lange, rechte kust (met dieptelijnen evenwijdig aan de kust), leidt tot een stroming evenwijdig aan die kust.
2. Golven die schuin op een talud (bijvoorbeeld van een dijk) invallen, genereren een kleinere oploop dan loodrecht invallende golven.

A. beide uitspraken zijn juist,
B. 1 is juist en 2 is onjuist,
C. 1 is onjuist en 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

e) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Diffractie is het verschijnsel dat de richting waarin golven zich voortplanten verandert als de waterdiepte in voortplantingsrichting afneemt.
2. De voortplantingssnelheid van een golf is gerelateerd van de golflengte.

A. beide uitspraken zijn juist,
B. 1 is juist en 2 is onjuist,
C. 1 is onjuist en 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

ANTWOORDBLAD II

bij het tentamen CTB2410 van 24 juni 2016

naam: _____

studienummer: _____

Bij opgave 2

Overzicht van belastingen (gebruik regels voor H en V naar behoeven; er zijn bijvoorbeeld niet per se 4 horizontale belastingen, het kunnen er ook meer of minder zijn)

	kracht [kN]	arm [m] t.o.v. punt A	moment [kNm] om A
Horizontale belastingen			
H_1			
H_2			
H_3			
H_4			
Vertikale, opwaartse belastingen			
V_{o1}			
V_{o2}			
V_{o3}			
V_{o4}			
V_{o5}			
V_{o6}			

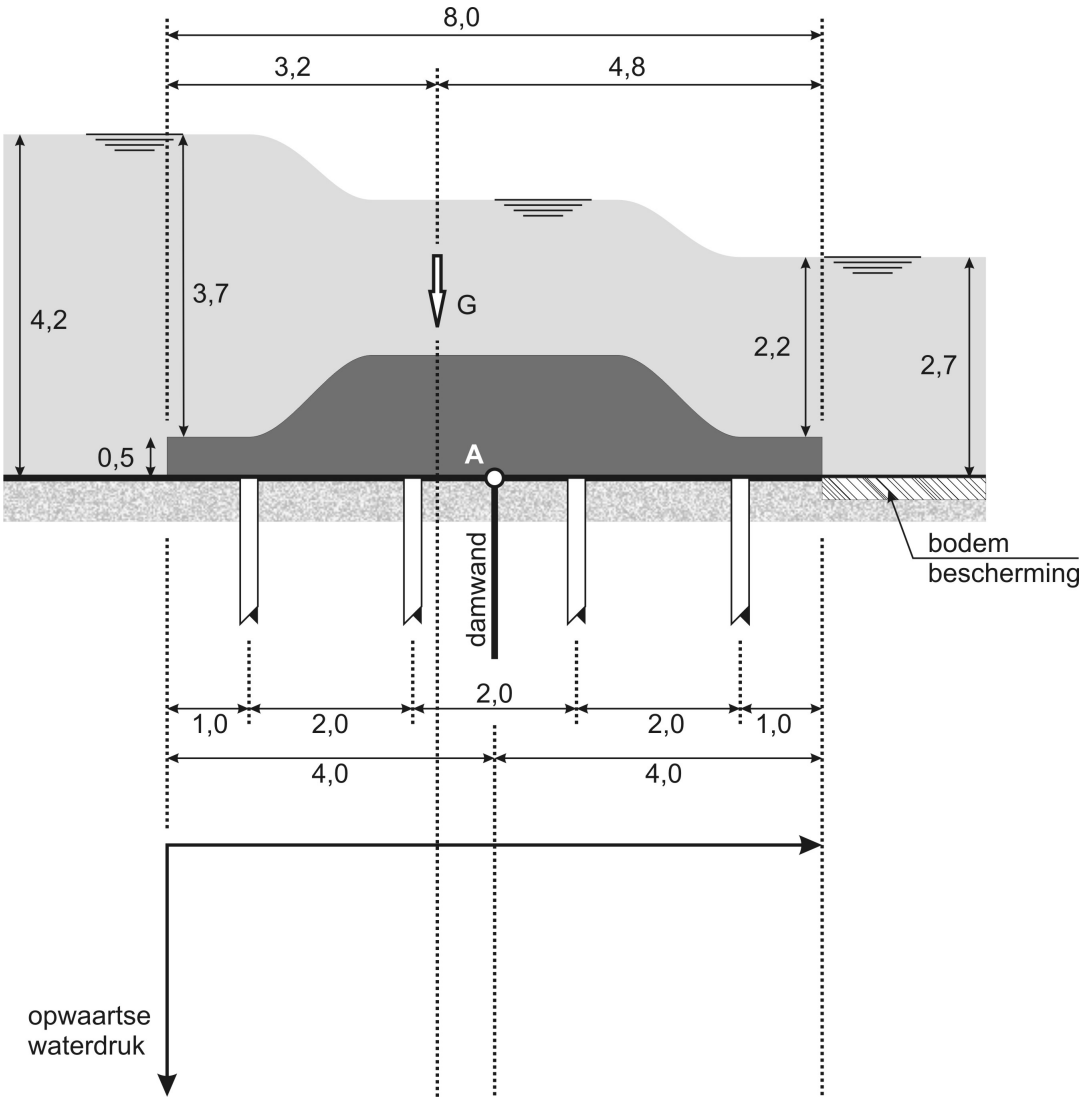
ANTWOORDBLAD III

bij het tentamen CTB2410 van 24 juni 2016

naam: _____

studienummer: _____

Bij opgave 2



ANTWOORDBLAD IV

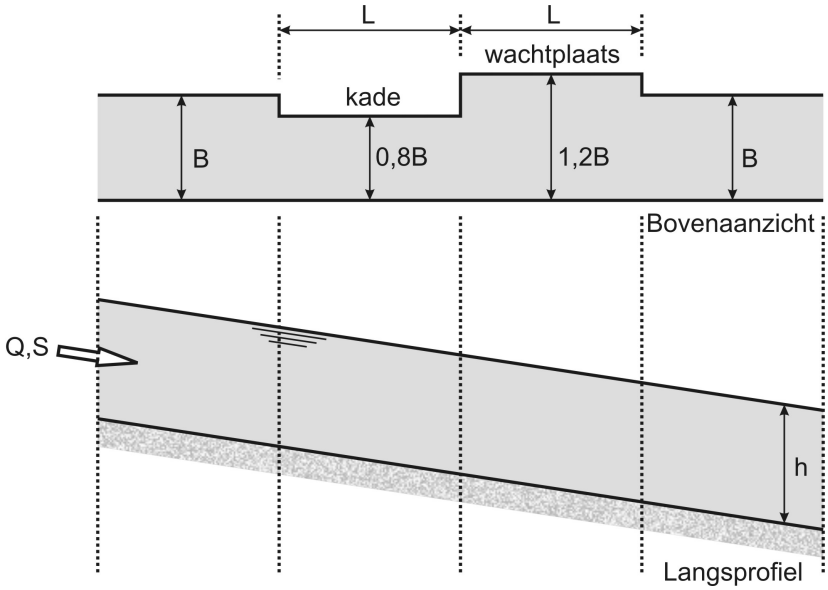
bij het tentamen CTB2410 van 24 juni 2016

naam: _____

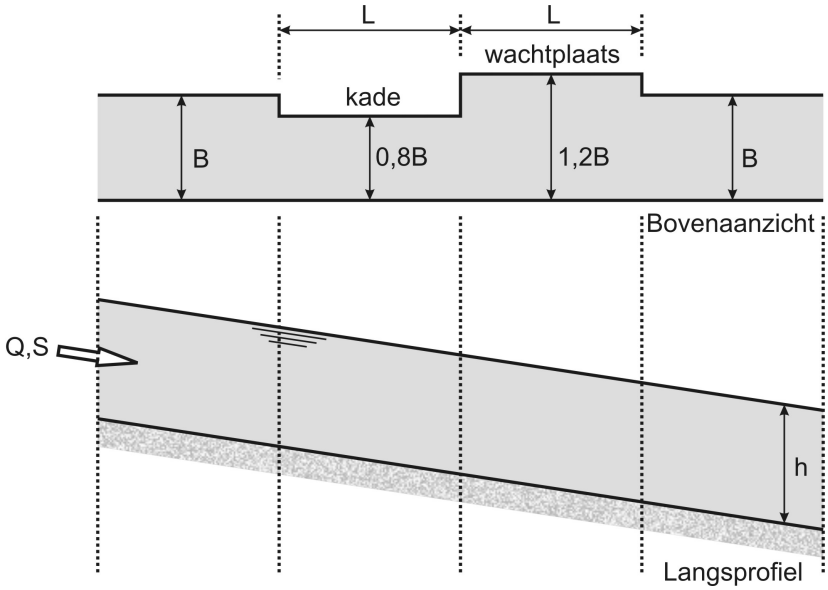
studienummer: _____

Bij opgave 5

Geen in onderstaande figuur de evenwichtsdiepten en verhanglijn direct na de ingreep aan.



Geef in onderstaande figuur de evenwichtsdiepten en waterstanden nadat zich een nieuw morfologisch evenwicht heeft ingesteld



TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410: UITWERKING

vrijdag 24 juni 2016, 14:00 – 17:00

Deze uitwerking wordt aangeboden als oefenmateriaal. Ondanks de zorg en toewijding waarmee deze uitwerking is samengesteld, kan niet worden uitgesloten dat er onjuistheden en/of onduidelijkheden in zijn geslopen. Melding van zulke onjuistheden en/of onduidelijkheden wordt op prijs gesteld. Aan deze uitwerking kunnen geen rechten worden ontleend, ook niet met betrekking tot becijfering van tentamens.

Opgave 1 Golven (35 minuten)

B: 1 is juist, 2 niet
B: 1 is juist (ondiep water), 2 niet (denk aan deining)
D: 1 is onjuist (dieptecriterium is ongeveer H=0.8h), 2 ook onjuist (dat heet shoaling)
A: 1 is juist (golf-geïnduceerde langsstroming), 2 ook juist (schuin invallende golven 'ervaren' een flauwer talud)
C: 1 is onjuist (gaat over refractie), 2 is juist (c=L/T)

Opgave 2 Waterkerende constructie (50 minuten)

onderdeel a)

Horizontale belastingen zijn gerelateerd aan de hydrostatische druk en aan de overdracht van impuls door stroming.

Hoogwaterzijde

H_1 (hydrostatisch): ½ $\rho g h_1^2$ = 86,52kN/m (h_1=4,2m);
arm = $h_1/3$ = 1,40m;
moment = -121,13kNm/m

H_2 (stroming): $\rho q^2/h_2$ = 17,73kN (h_2 = 3,7m);
arm = $h_2/2$+0,5 = 2,35m;
moment = -41,67kNm/m

Laagwaterzijde

H_3 (stroming): $\rho q^2/h_3$ = -29,82kN (h_3 = 2,2m);
arm = $h_3/2$+0,5 = 1,60m;
moment = 47,71kNm/m

H_4 (hydrostatisch): ½ $\rho g h_4^2$ = -35,76kN/m (h_4=2,7m);
arm = $h_4/3$ = 0,90m;
moment = 32,18kNm/m

(zie ook de figuur onderaan de uitwerking van opgave 2).

onderdeel b)

De waterdruk langs het grondvlak van de constructie is, omdat sprake is van een paalfundering, aan weerszijden van de damwand uniform. Aan hoogwaterzijde is de druk $\rho g h_1$ = 41,20kN/m^2 (h_1 = 4,2m) en aan laagwaterzijde is dat $\rho g h_4$ = 26,49kN/m^2 (h_4 = 2,7m). Voor de bijbehorende resultanten geldt:

V_1 = 164,80kN/m; arm = 2,00m, moment = -329,60kNm/m (hoogwaterzijde)
V_2 = 105,96kN/m; arm = 2,00m; moment = 211,92kNm/m (laagwaterzijde)

Overzicht (inclusief eigen gewicht):

	kracht [kN/m]	arm [m]		moment [kNm/m]
H_1	86,52	1,4		-121,13
H_2	17,73	2,35		-41,67
H_3	-29,82	1,60		47,71
H_4	-35,76	0,90		32,18
$\sum H$	38,67		$\sum M_h$	-82,91
V_1	164,80	2,00		-329,60
V_2	105,96	2,00		211,92
G	380,00	0,80		304,00
$\sum V$	-109,24		$\sum M_v$	186,32
			$\sum M_h + \sum M_v$	103,41

(zie ook de figuur onderaan de uitwerking van opgave 2).

onderdeel c)
Extreme paalbelastingen volgen uit:

$$P = \frac{1}{m}\left(-\frac{1}{n}\sum V \pm \frac{6}{(n+1)L}\sum M \right)$$

met n het aantal palen in de dwarsdoorsnede (n = 4) en m het aantal palen in langsrichting (m = 0,5 per m'). Voorts is L de lengte van het grondvlak in de dwarsdoorsnede (L = 8m). De extremen zijn 85,64kN en 23,60kN.

Omdat het resulterende moment positief is (linksom), is de maximaal (op druk) belaste paal te vinden aan de hoogwaterzijde.

onderdeel d)
De plaats van de damwand heeft invloed op de opwaartse druk tegen het grondvlak van de constructie. Door de damwand naar de hoogwaterzijde te verschuiven, wordt het traject met relatief hoge opwaartse druk (aan hoogwaterzijde) kleiner en het traject met relatief lage druk juist groter. De totale opwaartse kracht neemt daardoor af. Het omgekeerde gebeurt als de damwand naar de laagwaterzijde wordt verschoven. Om na te gaan wat dit betekent voor de variatie in belasting op de funderingspalen, moeten we kijken naar de verandering in de som van de momenten.

Door de damwand 2m naar linkt te verplaatsen, neemt de resultante van de opwaartse druk af met $2\rho g(h_1-h_4)$ = $2\rho g(4{,}2-2{,}7)$ = 29,43kN/m en de som van de momenten wordt 29,43kNm/m meer linksom (bedenk dat de arm ten opzichte van A van deze afname juist 1m is, de helft van de verschuiving van de damwand). Het effect van de verschuiving van de damwand kun je ook zien als het toevoegen van een neerwaartse belasting van 29,43kN/m op een afstand van1m links van A.

Op overeenkomstige manier neemt de resultante van de opwaartse druk toe met 29,43kN/m als de damwand naar laagwaterzijde wordt verschoven en de werklijn van deze kracht ligt op een afstand van 1m rechts van A. Dit leidt dus ook tot een toename van het moment linksom met29,43kNm/m.

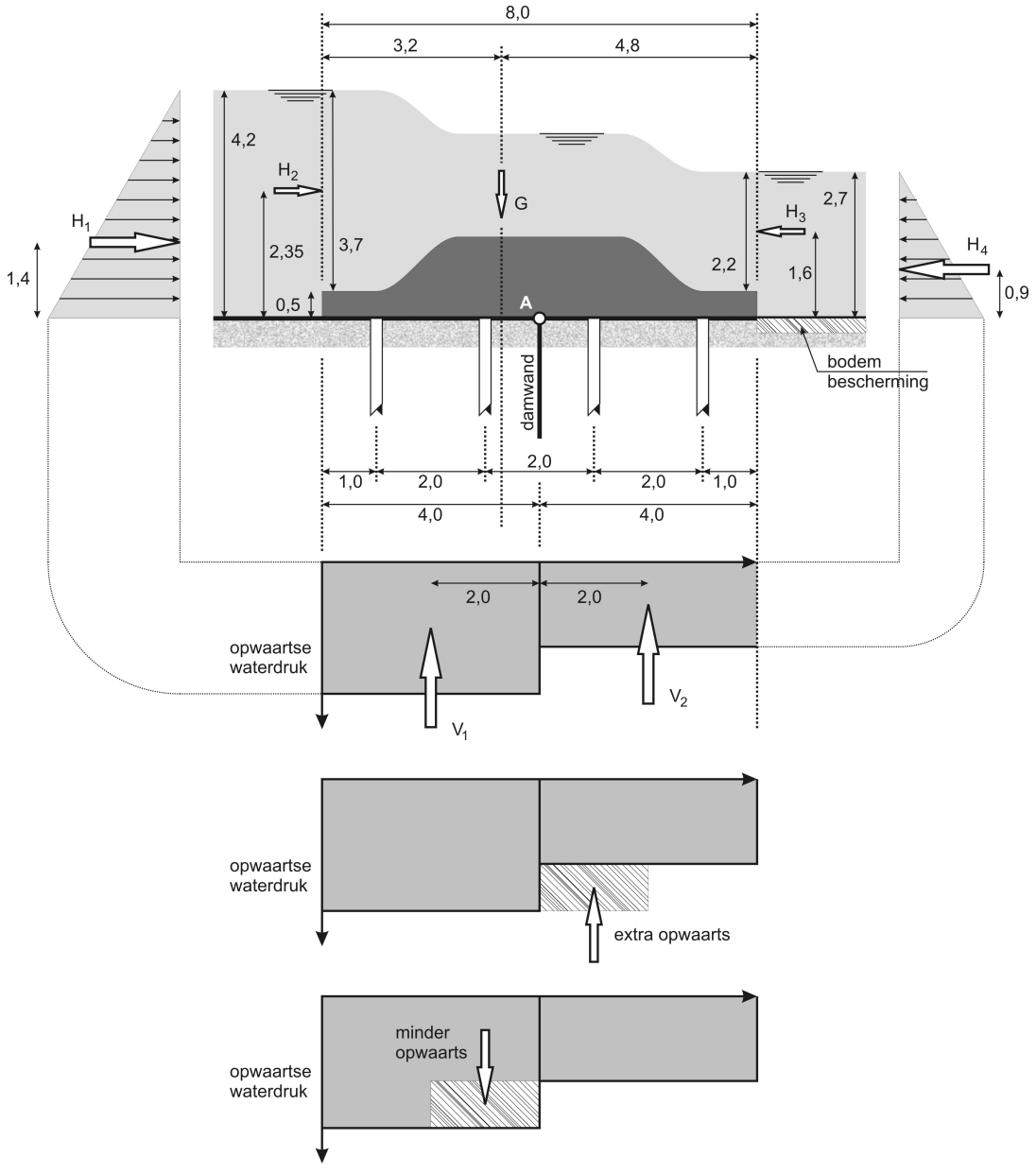
Het maakt dus niet uit of de damwand naar links of naar rechts wordt verschoven. In beide gevallen neemt het moment toe en wordt de belasting op de palen minder homogeen.

onderdeel e)
Er is sprake van stabiliteit ('geen beweging') indien de korreldiameter voldoet aan

$$D \geq \frac{u_*^2}{\Delta g \Psi_{crit}} \quad ; \quad \begin{cases} u_* = \dfrac{u}{C_h}\sqrt{g} \\ C_h = 18\log\dfrac{12h}{k_s} \end{cases} \qquad \text{of} \qquad D \geq \frac{\tau_b}{\rho \Delta g \Psi_{crit}} \quad ; \quad \begin{cases} \tau_b = c_f \rho u^2 \\ \dfrac{1}{\sqrt{c_f}} = \dfrac{1}{\kappa}\ln\dfrac{12h}{k_s} = 5{,}75\log_{10}\dfrac{12h}{k_s} \end{cases}$$

met ψ_{crit} = 0,03 (kritieke waarde van de Shields parameter voor 'geen beweging'; de ontwerpgrafieken geven het onderscheid tussen wel of geen transport bij ψ_{crit} = 0,06 en dat is wat anders), $\Delta = (\rho_s - \rho_w)/\rho_w$ = 1,65 (relatieve dichtheid, met ρ_s = 2650kg/m^3 de dichtheid van steen en ρ_w = 1000kg/m^3 die van water). De stroomsnelheid u = q/h_4 = 3m/s. Omdat we te maken hebben met een heel brede stuw, benaderen we de hydraulische straal met de waterdiepte. in dit geval h = h_4 = 2,7m. Voorts is k_s = 2D = 0,3m en is de Chézy ruwheid C_h = 36,6 √m/s, zodat u_* = 0,26m/s. Hiermee volgt dat D ≥ 0,14m. Dat is niet groter dan de aanwezige 0,15m. De bovenlaag van de bodembescherming voldoet dus.

Hetzelfde resultaat wordt bereikt door uit te gaan van de bodemschuifspanning $\tau_b = \rho u_*^2 = c_f \rho u^2$, waarbij in dit geval c_f = 0,0077 (met κ = 0,4, h = h_4 = 2,7m en k_s = 2D = 0,3m).



onderdeel a)
Wateroverlast ontstaat zodra de opstuwing ter hoogte van de boulevard 0,5m of meer bedraagt. De vraag is bij welke windsnelheid die grens wordt bereikt als de windrichting loodrecht op de overliggende oever is. De strijklengte is in dat geval gelijk aan de afstand van de boulevard tot de overliggende oever. Bij een rondom gesloten meer zou de strijklengte gelijk zijn aan de afstand van de boulevard tot een lijn loodrecht op de windrichting en door het zwaartepunt van het horizontaal oppervlak van het meer. In dit specifieke geval is echter geen sprake van een gesloten systeem. Vanwege de open verbinding met het kanaal wordt afwaaiing aan de bovenwindse oever gecompenseerd door aanvoer vanuit dat kanaal.

Met Pythagoras is eenvoudig af te leiden dat de afstand van de boulevard tot de overliggende oever (de strijklengte F) bij de gegeven schematisatie van het meer tot een gelijkbenige driehoek, gelijk is aan F = 54,2km[1]. Uit

$$i = \frac{\Delta h}{F} = c_W \frac{W^2}{gh} \quad \rightarrow \quad W = \sqrt{\frac{gh}{c_W} \cdot \frac{\Delta h}{F}}$$

met i = windgeïnduceerd verhang, Δh = opstuwing (in dit geval 0,5m), h = waterdiepte (5m), F = strijklengte (54,2km), c_W = wrijvingscoëfficiënt ($3{,}5 \times 10^{-6}$) en W = de gezochte windsnelheid. Invullen geeft W = 11,4m/s.

onderdeel b)
Invullen van W = 11,4m/s in de gegeven Weibull verdeling: P = 0,01.

onderdeel c)
De kans P_k dat een verschijnsel, dat met een gemiddelde frequentie f optreedt, zich in een voorgeschreven duur T precies k maal voordoet, wordt gegeven door de Poisson verdeling:

$$P_k = \frac{1}{k!}(fT)^k e^{-fT}$$

Wind uit ongunstige richting komt gemiddeld 15 keer per jaar voor (gegeven), maar in slechts 1% van de gevallen leidt dat tot wateroverlast bij de boulevard (antwoord op onderdeel b van deze opgave). De gemiddelde frequentie f waarmee wateroverlast zich voordoet is daarmee gelijk aan 0,15 jaar^{-1}. De kans op twee keer wateroverlast (k=2) in één jaar (T = 1 jaar) komt daarmee op bijna 1% (0,0097).

Een alternatieve aanpak gaat uit van de Binomiaalverdeling, toegepast op een gemiddeld jaar waarin het 15 keer uit de ongunstige richting waait. We kijken dan naar de kans P(k|n) dat in precies twee (k=2) van die 15 gevallen (n=15) de windsnelheid ten minste 11,4m/s bedraagt (gegeven dat als het uit die richting waait, de kans p op overschrijding van 11.4m/s gelijk is aan 0,01, zoals berekend bij onderdeel b) van deze opgave):

$$P(k|n) = \binom{n}{k} p^k (1-p)^{(n-k)} = 0{,}0092$$

Dat wijkt iets af van het antwoord dat met de Poisson verdeling is gevonden. De reden daarvoor is dat de Poisson verdeling wordt verkregen uit de Binomiaal verdeling door de limiet te nemen van $n \rightarrow \infty$. In dit geval is n=15 en dat is iets minder dan ∞.

[1] Het is ook mogelijk om te kijken naar het oppervlak van de gelijkbenige driehoek, gelijk aan de helft van het product van de lengte van een zijde en de bijbehorende hoogtelijn, in dit geval 0,5*64*51km². Hetzelfde oppervlak moeten we vinden door uit te gaan van de lengte van één van de gelijke benen (volgens Pythagoras gelijk aan $\sqrt{((64/2)^2 + 51^2)}$ = 60,2km). De lengte van de bijbehorende hoogtelijn is identiek aan de strijklengte F. Dus 0,5 F 60,2km = 0,5*64*51km², zodat F = 54,2km.

Opgave 4 Dwarsprofiel van een dijk

onderdeel a)
De oploop is afhankelijk van de oploopparameter

$$\xi_{m-1,0} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{2\pi H_{m0} / \left(gT^2_{m-1,0}\right)}}$$

met tanα de helling van het talud (1/4), H_{m0} de golfhoogte (4m) en $T^2_{m-1,0}$ de golfperiode (10sec). Met deze waarden volgt dat $\xi_{m-1,0}$ = 1,56. Dat is kleiner dan 1,77 en dus is γ_b $\xi_{m-1,0}$ dat ook, zodat de golfoploop $R_{u,2\%}$ wordt gegeven door

$$R_{u,2\%} = 1{,}75\gamma_f\gamma_\beta\gamma_b\xi_{m-1,0}H_{m0}$$

waarin γ_β de reductiecoëfficiënt voor de invalshoek van de golven (1, want de golven vallen loodrecht in), γ_f de reductiecoëfficiënt voor de ruwheid van de taludbekleding (1, want in eerste instantie is sprake van gladde bekleding) en γ_b is de reductiecoëfficiënt voor de aanwezigheid van de berm, gegeven door

$$\gamma_b = \max\left\{ \; 1 - \frac{B}{L_{berm}}\left(1 - r_{db}\right) \quad ; \quad 0{,}6 \; \right\}$$

met r_{db} = 0 omdat de ontwerpwaterstand samenvalt met het niveau van het midden van de berm en B is de bermbreedte. Deze B is de horizontaal gemeten afstand tussen het benedenbeloop en het bovenbeloop. Om deze afstand te bepalen, trekken we beide belopen door tot het niveau van het midden van de berm (zoals aangegeven in de bundel ontwerpgrafieken). Hiermee vinden we B = 50m(1 – 4/20) = 40m. Dat is net iets meer dan de $L_0/4$ die maximaal in rekening mag worden gebracht volgens de ontwerprichtlijn. Met $L_0 = gT^2_{m-1,0}/(2\pi t)$ = 156m is $L_0/4$ = 39m.

De bermlengte L_{berm} is de horizontale afstand tussen de punten in het dijkprofiel die achtereenvolgens H_{m0} onder en boven de ontwerpwaterstand liggen. Bij een taludhelling van 1:4 is L_{berm} = B + 2*4*H_{m0} = 71m.

Met de gevonden bermbreedte B (39m), de bermlengte L_{berm} (71m) en r_{db} = 0 volgt dat γ_b = 0,6 (eigenlijk 0,45, maar dat is kleiner dan de minimaal toegestane waarde van 0,6).

Hiermee komt de oploop op $R_{u,2\%}$ = 6,55m.

onderdeel b)
De slimmerik heeft gelijk. Bij de gegeven afmetingen kwamen we bij onderdeel a) van deze opgave uit op γ_b = 0,45, terwijl minimaal 0,6 mag worden toegepast. Voor dat minimum en met r_{db} = 0 geldt in dit geval dat

$$\left.\begin{aligned} \gamma_b &= 1 - \frac{B}{L_{berm}} \\ L_{berm} &= B + 8H_{m0} \end{aligned}\right\} \quad \Rightarrow \quad B = \frac{1-\gamma}{\gamma} 8H_{m0}$$

Met de minimale γ_b = 0,6 volgt hieruit dat B = 21,33m. Met andere woorden: de maximaal reductie op de golfoploop (althans volgens de ontwerprichtlijn) wordt al bereikt bij een bermbreedte van 21,33m. Met een breedte van 30m onder een helling van 1:20 zodat B = 24m lukt dat dus ook.

Uitgaan van B = 24m en daarvoor concluderen dat γ_b nog steeds kleiner is dan het toegestane minimum van 0,6 is natuurlijk ook goed.

Sommige deelnemers aan het tentamen hebben zich afgevraagd hoe de versmalling van 50m tot 30m tot stand is gekomen. Dat kan zijn door een horizontale verschuiving van alleen het benedenbeloop of door een overeenkomstige verschuiving van alleen het bovenbeloop. In beide gevallen komt de ontwerpwaterstand pardoes niet meer overeen met het niveau van het midden van de berm zodat niet langer $r_{db} = 0$. Dat is niet fout maar slecht oncomfortabel vergezocht. Het antwoord op de vraag, mits juist berekend, verandert er niet door.

onderdeel c)
Als de dijk in z'n geheel 1,70m zakt, komt de ontwerpwaterstand net zoveel boven het midden van de dijk te liggen en dus wordt $d_b = 1{,}70$m. Ten opzichte van de berm mag de golfoploop niet toenemen. De oploop $R_{u,2\%}$, die wordt gemeten ten opzichte van de ontwerpwaterstand, moet dus met 1,70m afnemen. Dat wil zeggen dat we door de dijk van ruwe bekleding te voorzien, moeten realiseren dat $R_{u,2\%} = 6{,}55\text{m} - 1{,}70\text{m} = 4{,}85$m.

Omdat de berm onder de ontwerpwaterstand terecht is gekomen, geldt in de nieuwe situatie een andere γ_b dan bij de voorgaande onderdelen van deze opgave. Met $d_b = 1{,}70$m en $H_{m0} = 4$m vinden we dat $r_{db} = 0{,}107$ zodat, met B = 39m en $L_{berm} = 71$m, $\gamma_b = 0{,}60$ (eigenlijk 0,51, maar dat is minder dan de minimum toegestane waarde van 0,6). Blijkbaar wordt nu juist aan de minimale waarde van deze reductiecoëfficiënt voldaan. Uit

$$R_{u,2\%} = 1{,}75\gamma_f\gamma_\beta\gamma_b\xi_{m-1,0}H_{m0}$$

met nog steeds $\gamma_\beta = 1$ en $\xi_{m\text{-}1,0} = 1{,}56$ vinden we dat $\gamma_f = 0{,}74$.

Opgave 5 Riviermorfologie

onderdeel a)
De evenwichtsdiepte is de diepte waarbij eenparige stroming optreedt. Uit de Chézy relatie, waarmee deze situatie wordt beschreven, vinden we dat

$$\left.\begin{aligned} u &= C_h\sqrt{hi} \\ Q &= uBh \end{aligned}\right\} \quad \Rightarrow \quad h = \left(\frac{Q^2}{B^2C_h^2 i}\right)^{1/3}$$

waarin u = stroomsnelheid, C_h = Chézy ruwheid, h = waterdiepte, i = verhang, Q = debiet en B = breedte van de waterloop.

We passen dit toe op de ongestoorde situatie (aangegeven met subscript 0) en op de versmalling bij de kade (subscript k,i) en de verbreding bij de wachtplaats (subscript w,i). Bij de initiële respons is het verhang gelijk aan dat in de ongestoorde situatie.

$$h_{k,i} = \left(\frac{Q^2}{B_k^2C_h^2 i_0}\right)^{1/3} = \left(\frac{Q^2}{(0{,}8B_0)^2 C_h^2 i_0}\right)^{1/3} = \frac{1}{0{,}8^{2/3}}\left(\frac{Q^2}{B_0C_h^2 i_0}\right)^{1/3} = \frac{1}{0{,}8^{2/3}}h_0$$

Hieruit volgt dat $h_{k,i}/h_0 = 0{,}8^{-2/3} = 1{,}16$. Op dezelfde manier vinden we dat $h_{w,i}/h_0 = 1{,}2^{-2/3} = 0{,}89$.

Bij de kade en de wachtplaats verloopt de waterstand asymptotisch naar het niveau waarbij de evenwichtsdiepte wordt bereikt.

onderdeel b)
Zie de figuur bij onderdeel d) van deze opgave.

onderdeel c)
Anders dan bij onderdeel a) van deze opgave heeft het verhang zich nu ook aangepast aan de ingreep. De evenwichtsdiepte is daardoor niet dezelfde als bij de initiële respons. Het sedimenttransport is echter over gelijk geworden en ook gelijk aan dat in de oorspronkelijke situatie:

$$S = mB_0 u_0^n = mB_0 \left(\frac{Q}{B_0 h_0} \right)^n$$

Voor de versmalling bij de kade vinden we hiermee dat

$$mB_k \left(\frac{Q}{B_k h_k} \right)^n = mB_0 \left(\frac{Q}{B_0 h_0} \right)^n \quad \Rightarrow \quad \frac{h_k}{h_0} = \left(\frac{B_k}{B_0} \right)^{\frac{1-n}{n}}$$

Met $B_k = 0{,}8B_0$ en n=4 vinden we dat in het nieuwe morfologisch evenwicht $h_k/h_0 = 0{,}8^{-3/4} = 1{,}18$. Op overeenkomstige manier vinden we dat $h_w/h_0 = 1{,}2^{-3/4} = 0{,}87$.

Omdat in het nieuwe evenwicht weer sprake is van eenparige stroming, volgen de bijbehorende verhangen uit de Chézy relatie:

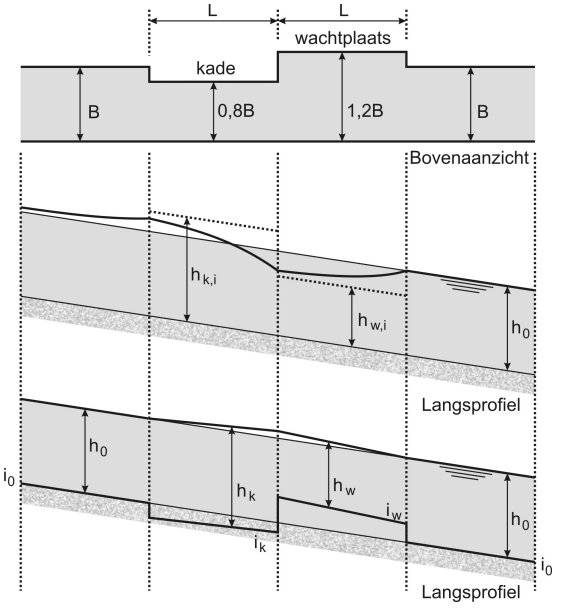
$$\frac{Q}{Bh} = C_h \sqrt{hi} \quad \Leftrightarrow \quad i = \frac{Q^2}{B^2 C_h^2 h^3}$$

Voor de versmalling bij de kade geldt hiermee

$$\left.\begin{aligned} i_k &= \frac{Q^2}{B_k^2 C_h^2 h_k^3} = \frac{Q^2}{B_0^2 C_h^2 h_0^3} \left(\frac{B_0}{B_k} \right)^2 \left(\frac{h_0}{h_k} \right)^3 = i_0 \left(\frac{B_0}{B_k} \right)^2 \left(\frac{h_0}{h_k} \right)^3 \\ \frac{h_k}{h_0} &= \left(\frac{B_k}{B_0} \right)^{\frac{1-n}{n}} \end{aligned}\right\} \quad \Rightarrow \quad i_k = \left(\frac{B_0}{B_k} \right)^2 \left(\left(\frac{B_0}{B_k} \right)^{\frac{1-n}{n}} \right)^3 i_0 = \left(\frac{B_0}{B_k} \right)^{\frac{3-n}{n}} i_0$$

Met $B_k = 0{,}8B_0$ is $i_k/i_0 = 0{,}8^{1/4} = 0{,}95$ en voor de wachtplaats is $i_w/i_0 = 1{,}2^{1/4} = 1{,}05$. Omdat de wachtplaats en de kade even lang zijn, is het netto effect van de veranderingen in verhang bovenstrooms van de kade nihil.

onderdeel d)
Het middelste plaatje hoort bij onderdeel b) en het onderste bij onderdeel d) van deze opgave.



TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

vrijdag 12 augustus 2016, 9:00 – 12:00

Algemene gegevens

Bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen kunt u gebruik maken van de gegevens in onderstaande lijst, tenzij bij de opgave nadrukkelijk anders is vermeld.

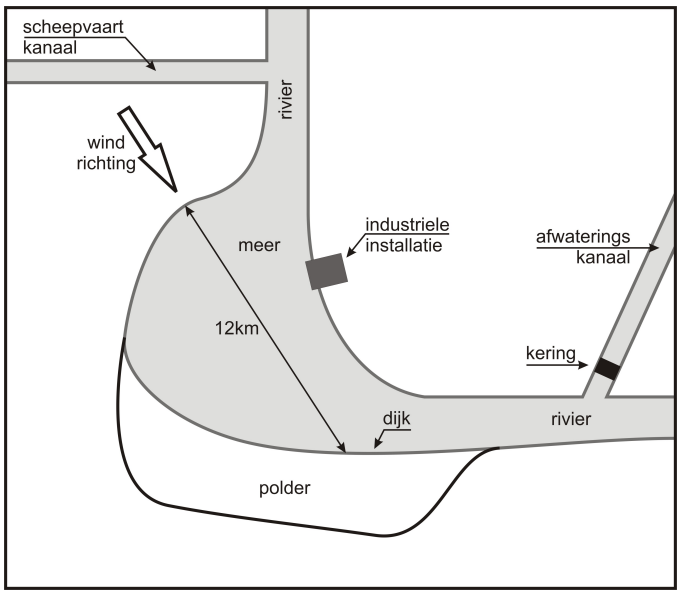
- versnelling van de zwaartekracht $g = 9{,}81$ N/kg
- massadichtheid van zout water $\rho_{zout} = 1025$ kg/m^3
- massadichtheid van zoet water $\rho_{zoet} = 1000$ kg/m^3
- massadichtheid van (gewapend) beton $\rho_{beton} = 2400$ kg/m^3
- massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven) $\rho_{steen} = 2650$ kg/m^3
- massadichtheid zand $\rho_{zand} = 2650$ kg/m^3
- massadichtheid lucht $\rho_a = 1.2$ kg/m^3
- schadefactor $k_d = 3$
- kinematische viscositeit $\nu = 10^{-6}$ m^2/s
- wrijvingscoëfficiënt voor wind $c_W = 3.5 \cdot 10^{-6}$
- ruwheid van het rivierbed (tenzij anders gegeven) $k_s = 0.04$ m
- korreldiameter grof zand $D = 400$ μm
- hoek van inwendige wrijving (grof zand) $\varphi = 30°$
- hoek van inwendige wrijving (stortsteen) $\varphi = 40°$
- coëfficiënt van Bligh voor grof zand $C_B = 12$
- coëfficiënt van Lane voor grof zand $C_L = 5$
- coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton $f = 0.5$

Beschrijving (10 minuten)

Dit tentamen gaat vooral, maar niet uitsluitend, over aspecten van waterbouwkundige infrastructuur in de omgeving van een fictief meer, ergens in de loop van een al even fictieve rivier (zie figuur 1). Het tentamen bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben hetzelfde gewicht en tellen gelijk mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat.

Tenzij nadrukkelijk anders aangegeven, dient u bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen steeds duidelijk aan te geven hoe u tot uw antwoord bent gekomen. Een getal alleen volstaat nooit.



figuur 1: schematische en volstrekt incomplete kaart van het fictieve gebied waar dit tentamen over gaat.

De eerste opgave van dit tentamen heeft een vrij theoretisch karakter en gaat over de rol van rotatie van de aarde bij de beschrijving van de beweging van objecten en vloeistoffen. De overige vier vragen gaan over infrastructuur in de omgeving van een fictief meer. In relatie tot deze infrastructuur komen de volgende vier onderwerpen aan de orde:

- een afsluitbare waterkerende constructie
- systeem van gesloten leidingen
- een kanaal voor scheepvaart
- een dijk rond een polder

Bij dit tentamen zijn zeven antwoordbladen gevoegd, genummerd 0 tot en met VI. Blad 0 heeft betrekking op opgave 1 en bladen I, t/m IV op opgave 2, blad V hoort bij opgave 3 en blad VI bij opgave 5. Bij deze opgaven is aangegeven welke delen van uw antwoorden u op deze antwoordbladen kunt invullen. U dient deze antwoordbladen te voorzien van uw naam en studienummer en ze samen met uw andere antwoorden in te leveren, ook als er verder niets op staat.

Opgave 1 Schijnkrachten (35 minuten)

In waterbouwkundige toepassingen beschrijven we de beweging van objecten en water doorgaans ten opzichte van een xyz-assenstelsel met de oorsprong op een vaste plek op aarde en waarbij de x-as naar het oosten wijst, de y-as naar het noorden en de z-as omhoog. Met deze keuze is het xy-vlak het raakvlak aan de aarde. Omdat dit assenstelsel met de aarde mee beweegt, doen zich zogeheten schijnkrachten voor. In deze opgave kijken we naar twee effecten die deze schijnkrachten veroorzaken: het Coriolis effect en het centrifugaal effect. Elke deelvraag in deze opgave bevat twee uitspraken over deze effecten en schijnkrachten, genummerd 1 en 2. U wordt gevraagd om de juistheid van deze twee uitspraken te beoordelen en voor deze twee uitspraken aan te geven welke van de volgende vier mogelijkheden (A tot en met D) volgens u van toepassing is:

A. beide uitspraken zijn juist,
B. uitspraak 1 is juist en uitspraak 2 is onjuist,
C. uitspraak 1 is onjuist en uitspraak 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

Het gaat om een principieel oordeel. Dat sommige effecten onder bepaalde omstandigheden wellicht verwaarloosd kunnen worden, doet in deze opgave niet ter zake.

Anders dan bij andere opgaven wordt een motivatie van uw oordeel bij deze opgave niet gevraagd. Per deelvraag kunt u volstaan met één keuze uit A, B, C en D. Deze opgave staat ook op Antwoordblad 0. Maak bij deze opgave gebruik van dat antwoordblad en vul daar uw antwoorden in.

a) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

   1. De centrifugaalkracht is altijd naar boven gericht (in z-richting).
   2. De centrifugaalkracht is uitsluitend afhankelijk van de positie van een object ten opzichte van het xyz-assenstelsel.

b) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

   1. In de diepe oceaan is het Coriolis effect sterker aan het wateroppervlak dan bij de bodem.
   2. De richting van de Corioliskracht die een bewegend object lijkt te ondervinden, is altijd horizontaal, evenwijdig aan het xy-vlak.

c) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

   1. De grootte van de Corioliskracht en de centrifugaalkracht die een object lijkt te ondervinden, zijn beide afhankelijk van de massa van dat object.

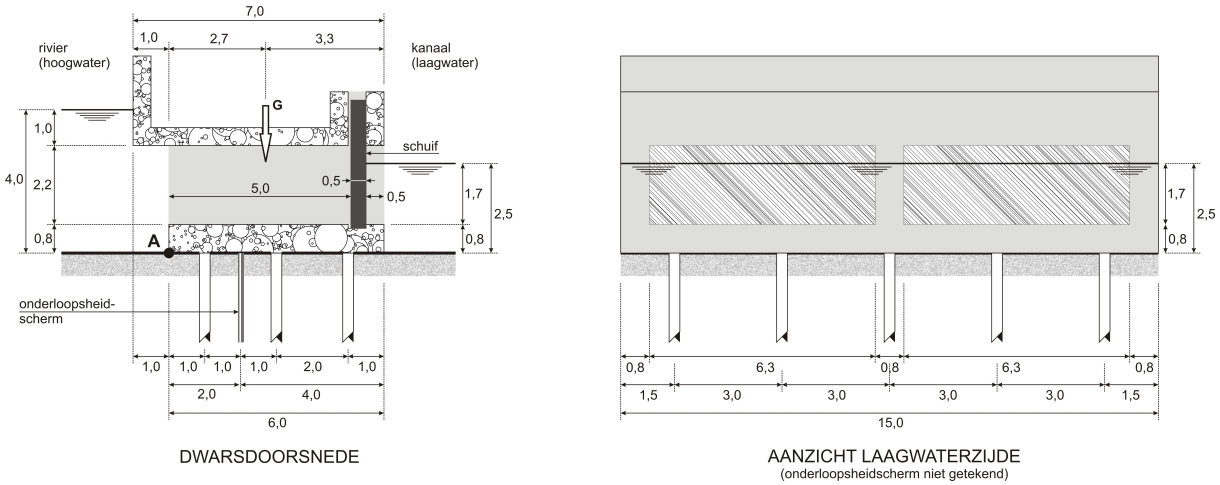
2. De grootte van de Corioliskracht en de centrifugaalkracht die een object lijkt te ondervinden, zijn beide afhankelijk van de beweging van dat object ten opzichte van het xyz-assenstelsel.

d) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Als u in Delft een bal recht omhoog gooit, zal deze na loslaten als gevolg van uitsluitend het centrifugaal effect voornamelijk naar het westen afbuigen.
2. Als u ergens op de evenaar een bal horizontaal en in oostelijk richting gooit, zal deze na loslaten als gevolg van uitsluitend het Coriolis effect naar het zuidelijk halfrond afbuigen.

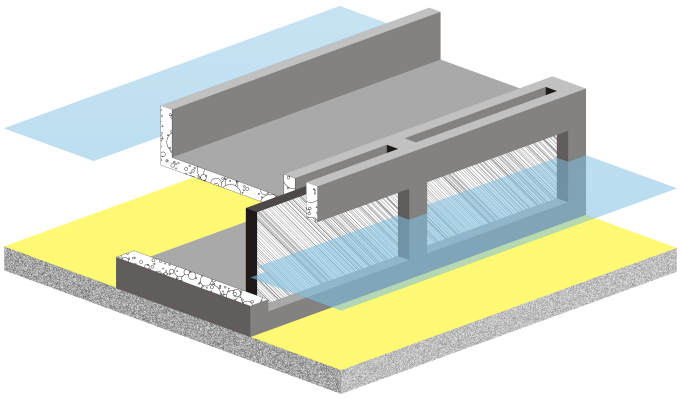
Opgave 2 Waterkerende constructie (50 minuten)

Bij de aansluiting van het afwateringskanaal op de rivier is een kering geplaatst. Deze wordt gesloten als de waterstand op de rivier een kritiek peil overschrijdt. Op die manier wordt voorkomen dat het peil in het kanaal stijgt en de betrekkelijk lage oevers overstromen. Een doorsnede en aanzicht van de kering zijn geschetst in figuur 2. Een deels opengewerkte 3D impressie is te vinden in figuur 3.



figuur 2: Doorsnede en aanzicht van de kering in het afwateringskanaal. Alle maten zijn in meter.

De kering bestaat uit een 15m lange en 6m brede betonnen vloerplaat. In het midden en aan het uiteinde van deze plaat zijn over de volle breedte wanden geplaatst met daaroverheen een asymmetrische U-vormige bak. Deze bak dient als een brug. Om de kering te sluiten, worden vanaf deze brug tussen de wanden schuiven tot op de vloerplaat neergelaten. De constructie is gefundeerd op palen, h.o.h. 2m in dwarsrichting en h.o.h. 3m in langsrichting. Schoorpalen zouden bij deze constructie waarschijnlijk niet misstaan, maar dat valt buiten het bestek van de opgave. Om onderloopsheid te voorkomen is onder de vloerplaat een scherm geplaatst. De verbinding tussen dit scherm en de vloerplaat is waterdicht, maar brengt geen krachten over. De ondergrond bestaat uit zand. De aansluiting van de kering op de oevers van het kanaal komt in deze opgave niet ter sprake.



figuur 3: Deels opengewerkte 3D impressie van de kering in gesloten toestand. Paalfundering is niet getekend.

In deze opgave kijken we naar de kering in gesloten toestand. De waterdiepte aan kanaalzijde is 2,5m en aan rivierzijde is dat 4,0m. Het eigen gewicht van de constructie inclusief de twee schuiven bedraag 4200kN. In de dwarsdoorsnede ligt het massazwaartepunt op 3,3m van de laagwaterzijde (in figuur 2 is het eigen gewicht aangegeven met G).

In onderdelen a) tot en met c) van deze opgave wordt u gevraagd om aan water gerelateerde belastingen op de constructie te bepalen, samen met het moment van deze belastingen om punt A (onderkant van de vloerplaat aan rivierzijde; zie figuur 2). Anders dan in voorgaande tentamens kunt u niet zelf kiezen ten opzichte van welk punt u momenten bepaalt. Neem krachten naar boven en naar laagwaterzijde (rechts in figuur 2) positief, net als momenten linksom.

a) Bepaal alle horizontale, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en hun moment ten opzichte van punt A. Vermeld uw antwoord in de tabel van Antwoordblad I.

b) Bepaal alle neerwaartse, aan water gerelateerde belastingen op de constructie en hun moment ten opzichte van punt A. Vermeld uw antwoord in de tabel van Antwoordblad I.

c) Bepaal het verloop van de waterdruk onder de vloerplaat en teken dit in de figuur op Antwoordblad II. Bereken de resultante van deze waterdruk en eventuele andere opwaartse belastingen op de constructie, inclusief het bijbehorende moment ten opzichte van A. Vermeld uw antwoord in de tabel van Antwoordblad I.

d) Bereken de maximale en de minimale belasting op de funderingspalen en beredeneer aan welke zijde de maximaal belaste palen te vinden zijn (hoogwaterzijde of laagwaterzijde).

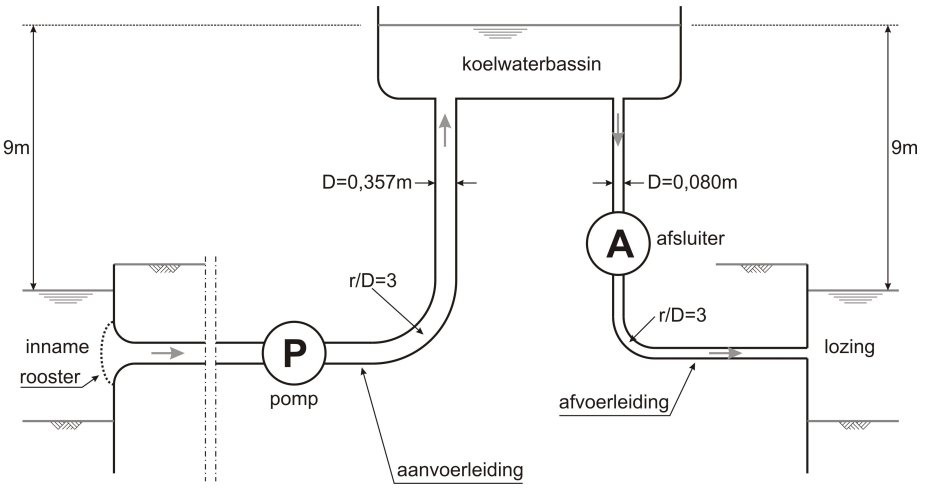
e) Stel dat de constructie niet op palen gefundeerd zou zijn, maar op staal. Voor de totale horizontale belasting op de constructie maakt dat niet uit. Maar wat gebeurt er met de totale (resultante) vertikale, aan water gerelateerde belasting? Wordt deze groter of juist kleiner of maakt het niet uit? Als u hieraan wilt rekenen, kunt u desgewenst uitgaan van een onderloopsheidscherm met een lengte van 4,5m. Het juiste antwoord levert in dat geval hoogstens 60% op van de maximaal mogelijke score voor dit onderdeel. Bij een correcte, logische en sluitende redenering, eventueel toegelicht met een schets, is dat 100%.

Opgave 3 Stroming in gesloten leidingen (50 minuten)

Aan de oever van het meer staat een industriële installatie. De lokatie is strategisch gekozen, niet alleen vanwege het fraaie uitzicht, maar vooral omdat het meer een prima bron van koelwater is. Enkele meters boven maaiveld bevindt zich in de installatie een koelwaterbassin waar doorlopend water in wordt gepompt. Het bassin is een open bak met een vrije waterspiegel. Via een afvoerleiding stroomt het gebruikte koelwater terug naar het meer. In de afvoerleiding is een regelbare afsluiter opgenomen. Die is zo ingesteld dat het peil in het koelwaterbassin constant 9,0m boven de waterstand van het meer ligt. Het debiet door de aan- en afvoerleidingen bedraagt $Q = 0{,}02 m^3/s$. In figuur 4 is het koelwatersysteem schematisch weergegeven.

Bij het innamepunt is voor de aanvoerleiding een rooster geplaatst om te voorkomen dat schadelijke objecten (zoals resten van planten en drijvend vuil) in de leiding terecht komen. Dat leidt tot weerstand bij de instroming. Deze wordt gekarakteriseerd door een ξ-waarde van 0,8 (inclusief contractie). Voor verliezen in de pomp geldt $\xi = 1{,}0$. De aanvoerleiding bestaat uit een horizontaal deel (waarin de pomp is opgenomen) en een vertikaal deel. Beide delen zijn verbonden door een bocht met $r/D = 3$ (r is de straal van de bocht en D de inwendige diameter van de leiding). De aanvoerleiding heeft een totale lengte van 35,70m.

De stroomsnelheden in het meer en het koelwaterbassin zijn verwaarloosbaar klein. Het netto vermogen dat de pomp levert, is constant en onder alle omstandigheden gelijk.



figuur 4: Schematische weergave van het koelwatersysteem. Alle maten zijn in meter.

Om energie te besparen, heeft men gekozen voor een aanvoerleiding met een betrekkelijk grote diameter. De keuze is gevallen op een leiding van het type Magnus met een inwendige diameter van 357mm. De wandruwheid bedraagt k_s = 0,0014 m.

a) Bepaal de ξ-waarde voor de wandwrijving in de aanvoerleiding.

Onafhankelijk van uw antwoord bij onderdeel a) dient u bij de volgende onderdelen van deze opgave te rekenen met ξ = 5,0 voor de wandwrijving in de aanvoerleiding.

b) Bereken de som van de ξ-waarden in de aanvoerleiding.

c) Welk percentage van het netto vermogen van de pomp is nodig voor het overwinnen van alle verliezen die optreden in de aanvoerleiding? Onderbouw uw conclusie met een berekening.

Voor de afvoer van het koelwater vanuit het bassin terug naar het meer, is een veel dunnere leiding gebruikt (inwendige diameter van 80mm). Het totaal aan verliezen in deze afvoerleiding, exclusief het regelbare deel van de afsluiter, wordt gekarakteriseerd door ξ = 10,00. Afhankelijk van de stand van de afsluiter komt daar een $\xi_{afsluiter}$ bij, waarbij $\xi_{afsluiter}$ = 0 als het ding helemaal open staat en $\xi_{afsluiter} \rightarrow \infty$ voor helemaal dicht.

d) Hoe groot moet $\xi_{afsluiter}$ zijn om het peil in het koelwaterbassin op 9,0m boven de waterstand van het meer te houden?

Op enig moment wil men het peil in het koelwaterbassin met 1,0m verhogen. De medewerker die over de knoppen gaat, wil dit bereiken door de afsluiter iets verder dicht te draaien. Daardoor neemt de weerstand in de afvoerleiding toe en is dus een groter verval tussen koelwaterbassin en meer nodig om de afvoer van koelwater op gang te houden, zo is de redenering. Omdat de waterstand in het meer constant is, zou het peil in het bassin dus omhoog moeten. De medewerker schat dat de ξ-waarde van de afsluiter met ongeveer 1,2 (met een marge van 10%, dus tussen 1,08 en 1,32) zou moeten toenemen ten opzichte van wat u bij onderdeel c) heeft berekend.

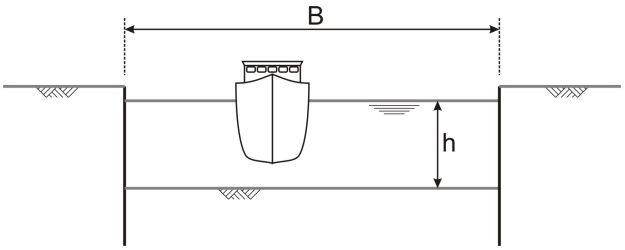
e) Ga na of de medewerker gelijk heeft en onderbouw uw conclusie met een berekening. Neem aan dat de verliezen in de **aanvoerleiding** verwaarloosbaar zijn ten opzichte van de opvoerhoogte.

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Opgave 4 Scheepvaart (35 minuten)
Bij de aanleg van het scheepvaartkanaal heeft men rekening gehouden met verkeer in twee richtingen en een zijwindtoeslag van 10%. De dwarsdoorsnede van het kanaal is zo gekozen dat het volgens de Nederlandse normen geschikt is voor twee verschillende typen schepen, X en Y. De belangrijkste afmetingen van deze schepen zijn:

type	breedte	diepgang (geladen)	lengte
X	11,0m	3,5m	85m
Y	9,6m	4,0m	110m

Men heeft gekozen voor een rechthoekige doorsnede (zie figuur 5) met een breedte B en een waterdiepte h. De bodem van het kanaal bestaat uit een mengsel van zand en grind met een dichtheid ρ_s = 2650 kg/m^3. De ruwheidslengte van de bodem k_s = 0,05m.



figuur 5: schematische weergave van het dwarsprofiel van het scheepvaartkanaal.

a) Wat moeten de afmetingen B en h van het kanaal minimaal zijn zodat het inderdaad geschikt is voor beide typen schepen?

Bij de volgende onderdelen van deze opgave dient u uit te gaan van B = 66,40m en h = 5,80m, onafhankelijk van wat u bij onderdeel a) hebt gevonden.

b) Bereken de retourstroomsnelheid en spiegeldaling als één schip van type X met 85% van de grenssnelheid door het kanaal vaart.

c) We kunnen ook kijken naar de retourstroomsnelheid als één schip van type Y met 85% van de grenssnelheid door het kanaal vaart. Is de retourstroomsnelheid bij type Y wezenlijk groter dan die bij type X, of juist kleiner, of is er vrijwel geen verschil? Motiveer uw antwoord kwantitatief.

d) Als gevolg van de retourstroom kan transport van bodemmateriaal optreden. Lichte korrels worden bij een lagere stroomsnelheid getransporteerd dan zware. Bereken welke korreldiameter hoort bij de grens tussen wel en geen transport als de retourstroomsnelheid 0,87m/s bedraagt.

Opgave 5 Oeverbescherming (35 minuten)
In vroeger dagen was het meer groter dan tegenwoordig het geval is. Dat komt omdat een jaar of dertig geleden het zuidelijke deel van het meer is ingepolderd. De zuidelijke oever van het huidige meer is de dijk die de polder begrenst (zie figuur 1). In deze opgave kijken we naar het dwarsprofiel van de dijk die de polder van het meer scheidt.

Bij het ontwerp van deze dijk heeft men gekozen voor een dwarsprofiel met aan meerzijde een talud 1:4 zonder berm. Rond de waterlijn is een oeverbescherming aangebracht in de vorm van een strook

stortsteen. Deze stortsteen voorkomt niet alleen erosie van het talud, maar reduceert vanwege de ruwheid ook de golfoploop. De bijbehorende reductiefactor bedraagt $\gamma_f = 0{,}66$.

Maatgevend voor het ontwerp van de dijk zijn golven die worden gegenereerd bij een noordwestelijke wind met een snelheid van 14m/s. Bij deze windrichting is de strijklengte 12km. Vanwege de kromming in het tracé van de dijk varieert de hoek van golfinval tussen 35° en 65° ten opzichte van de normaal op de dijk. De waterdiepte in het meer is ongeveer 5,5m.

a) Wat zijn de golfhoogte H_s (of H_{m0}) en golfperiode T_s (of $T_{m-1,0}$) bij de dijk onder de maatgevende omstandigheden?

Onafhankelijk van uw antwoord bij onderdeel a) van deze opgave dient u bij de volgende onderdelen uit te gaan van $H_s = 1{,}0$m en $T_s = 3{,}5$s. Waar nodig kunt u uitgaan van een hoek van golfinval van 50° ten opzichte van de normaal op de dijk.

b) Wat is de bijbehorende golflengte?

c) Hoe groot is onder ontwerpcondities de golfoploop ten opzichte van de waterstand op het meer?

d) Wat is de minimale nominale diameter $D_{n,50}$ van de strook stortsteen die rond de waterlijn op het talud van de dijk is aangebracht?

ANTWOORDBLAD I

bij het tentamen CTB2410 van 12 augustus 2016

naam: _____

studienummer: _____

Bij opgave 2

Overzicht van belastingen (gebruik regels voor H en V naar behoeven; er zijn bijvoorbeeld niet per se 4 horizontale belastingen, het kunnen er ook meer of minder zijn)

	kracht [kN]	arm [m] t.o.v. punt A	moment [kNm] om A
Horizontale belastingen			
H_1			
H_2			
H_3			
H_4			
Vertikale, neerwaartse belastingen			
V_{n1}			
V_{n2}			
V_{n3}			
V_{n4}			
V_{n5}			
V_{n6}			
Vertikale, opwaartse belastingen			
V_{o1}			
V_{o2}			
V_{o3}			
V_{o4}			
V_{o5}			
V_{o6}			

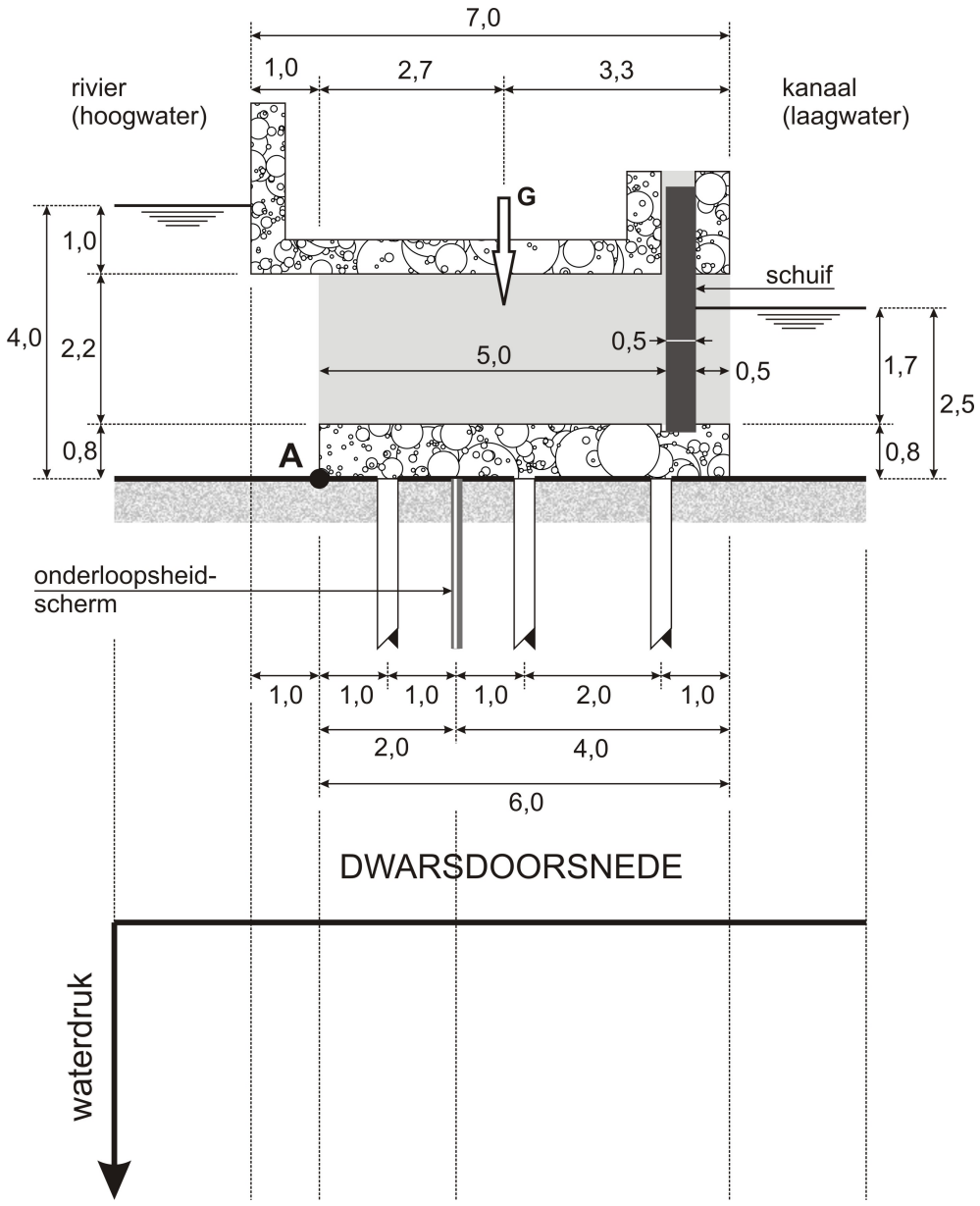
ANTWOORDBLAD II

bij het tentamen CTB2410 van 12 augustus 2016

naam: _____

studienummer: _____

Bij opgave 2c



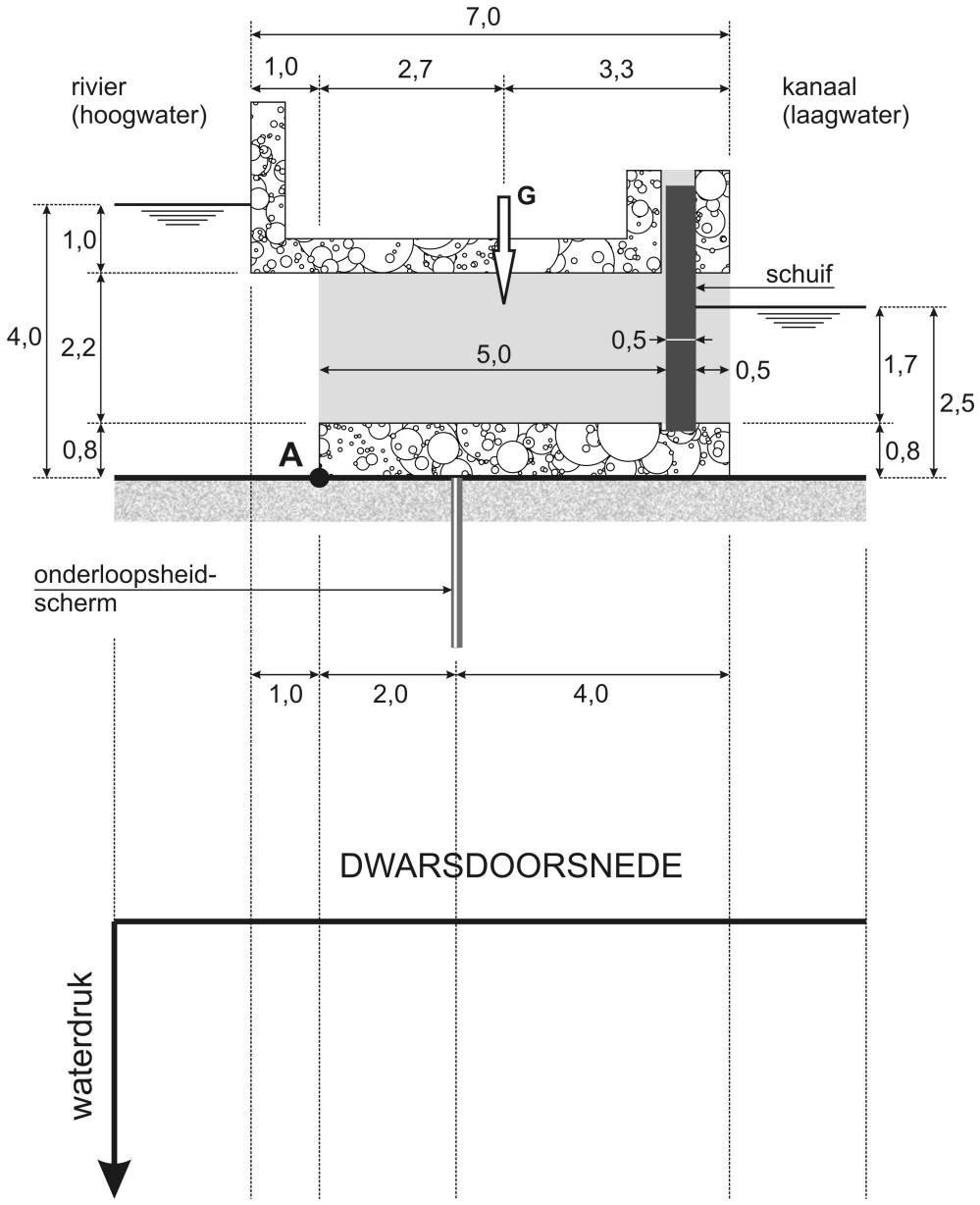
ANTWOORDBLAD IV

bij het tentamen CTB2410 van 12 augustus 2016

naam: _____

studienummer: _____

Bij opgave 2e



UITWERKING TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

vrijdag 12 augustus 2016, 9:00 – 12:00

Normering

Per deelvraag kunnen minimaal 0 en maximaal 10 punten worden behaald. De score voor een vraag is het gewogen gemiddelde van de scores per deelvraag. Op overeenkomstige manier is het tentamencijfer het gewogen gemiddelde van de scores per vraag. De weegfactoren zijn aangegeven in onderstaande tabel. Het eindcijfer is 0,94 maal het gewogen gemiddelde plus 0,6.

vraag	weegfactor per vraag	deelvraag				
		a	b	c	d	e
1	0,200	0,250	0,250	0,250	0,250	-
2	0,300	0,125	0,125	0,250	0,125	0,375
3	0,300	0,200	0,100	0,200	0,200	0,300
4	0,200	0,250	0,250	0,250	0,250	-
5	0,200	0,200	0,200	0,300	0,300	-

Bij elke deelvraag is in [rood] aangegeven in welke mate (een deel van) het juiste antwoord wordt gehonoreerd. Bij rekenfouten of soortgelijke vergissingen wordt 1 punt in mindering gebracht op de score van de betreffende deelvraag: [-1]. Als in een antwoord fundamentele onjuistheden, onnavolgbare redeneringen of ernstig geklieder voorkomen, kan de betreffende deelvraag met [0] worden gehonoreerd, ook al zijn er sporen aanwezig van wat het antwoord zou moeten zijn.

Disclaimer

Hoewel aan de uitwerking van dit tentamen veel zorg is besteed, kan niet volledig worden uitgesloten dat er onjuistheden of onvolledigheden in zijn geslopen. Bekijk de uitwerkingen daarom kritisch. De docent houdt zich aanbevolen uw suggesties en opmerkingen. Aan uitgewerkte tentamens kunnen nooit rechten worden ontleend met betrekking tot de beoordeling van tentamens.

Opgave 1 Schijnkrachten

a) D [10]
b) D [10]
c) A [10]
d) B [10]

Opgave 2 Waterkerende constructie

Aan water gerelateerde belastingen op de constructie zijn aangegeven in figuur 6. Hun omvang wordt gevraagd in onderdelen a) tot en met c)

onderdeel 2a)

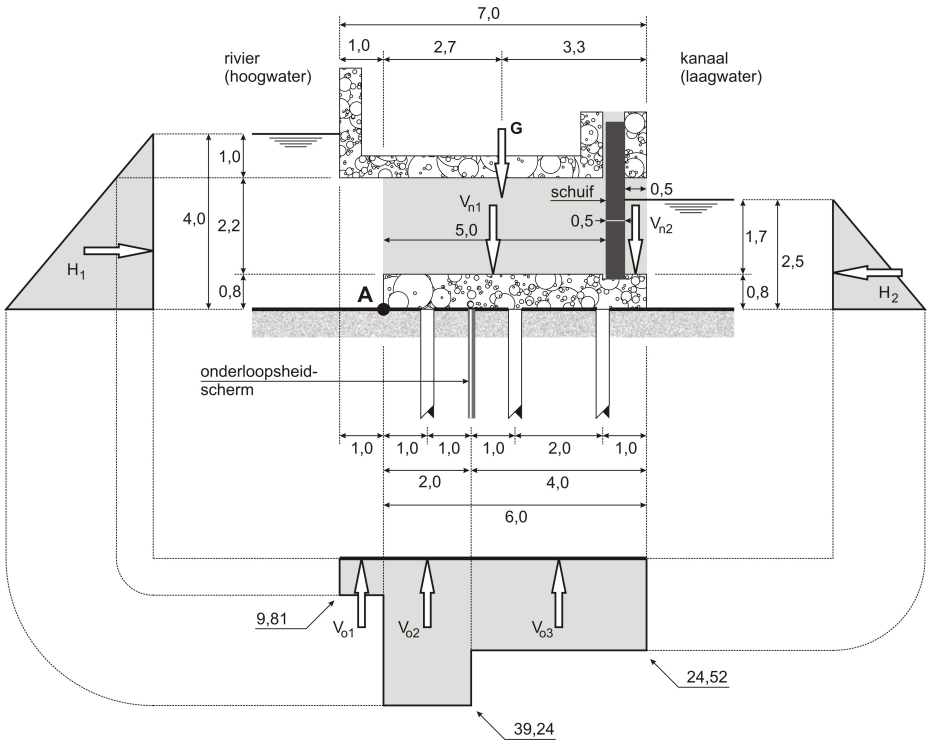
Horizontale belastingen: $H = 0{,}5\rho g h^2 b$ met h de waterdiepte en b de breedte van de constructie (15,00m).
H_1 = +1177,2kN (waterdiepte = 4,0m, arm = 4,00/3m) [5]
H_2 = -459,8kN (waterdiepte = 2,5m, arm = 2,50/3m) [5]

onderdeel 2b)

Neerwaartse belastingen

V_{n1}: gewicht van het water boven de vloerplaat, links van de schuif;
volume = 5,0 * 2,2 * 12,6 m^3 = 138,60 m^3. [2]
kracht = -1359,7 kN [2]
arm = 2,5 m
moment = -1569,6 kNm [1]

V_{n2}: gewicht van het water boven de vloerplaat, rechts van de schuif
volume = 0,5*1,7*12,6 m^3 = 10,71 m^3 [2]
kracht = -105,1 kN [2]
arm = 5,75m
moment = -604,3 kNm [1]



figuur 6: Aan water gerelateerde belastingen op de constructie

onderdeel 2c)
Opwaartse belastingen

schets van drukverloop, in ieder geval onder de vloerplaat, als in figuur 6. [2]

V_{o1}: waterdruk onder uitkragend brugdeel aan hoogwaterzijde [4]
druk = ρgh met h = 1,00 m: 9,81 kN/m^2
oppervlak = 1,00 * 15,00 m^2 = 15,00 m^2
kracht = +147,2 kN
arm = 0,50 m
moment = -73,6 kNm

V_{o2}: waterdruk onder vloerplaat, links van onderloopsheidscherm [2]
druk = ρgh met h = 4,00m: 39,24 kN/m^2
oppervlak = 2,00 * 15,00 m^2 = 30,00 m^2
kracht = +1177,2 kN

arm = 1,00 m
moment = +1177,2 kNm

V_{o1}: waterdruk onder vloerplaat, rechts van onderloopsheidscherm [2]
druk = ρgh met h = 2,50 m: 24,52 kN/m^2
oppervlak = 4,00 * 15,00 m^2 = 60,00 m^2
kracht = +1471,5 kN
arm = 4,00 m
moment = +5886,0 kNm

Overzicht van belastingen op de constructie, inclusief eigen gewicht en totalen in horizontale en vertikale richting, alsmede het totale moment rond A:

	kracht [kN]	arm [m]		moment [kNm]
Horizontale belastingen				
H_1	+1177,2	4/3 = 1,33		-1569,6
H_2	-459,8	2,5/3 = 0,83		+383,2
ΣH	+717,4			
Neerwaartse belastingen				
V_{n1}	-1359,7	2,50		-3399,2
V_{n2}	-105,1	5,75		-604,3
G	-4200,0	2,70		-11340,0
Opwaartse belastingen				
V_{o1}	+147,2	0,50		-73,6
V_{o2}	+1177,2	1,00		+1177,2
V_{o3}	+1471,5	4,00		+5886,0
ΣV	-2868,9		ΣM_A	-9540,3

onderdeel 2d)
Extreme paalbelastingen P worden gegeven door

$$\begin{cases} P_1 = \frac{1}{m}\left(-\frac{1}{n}\sum V + \frac{6}{n+1}\cdot\frac{1}{L}\sum M\right) \\ P_n = \frac{1}{m}\left(-\frac{1}{n}\sum V - \frac{6}{n+1}\cdot\frac{1}{L}\sum M\right) \end{cases}$$

waarbij n het aantal palen in de dwarsdoorsnede (n = 3), L de lengte van het grondvlak (in de dwarsdoorsnede) en m het aantal palen in langsrichting (m = 5). [3]

Bedenk dat ΣM in deze uitdrukkingen het moment is ten opzichte van het midden van het grondvlak en dat is niet punt A. Dat midden ligt 3m rechts van A. ΣM volgt uit:

$$\sum M = \sum M_A + \left(\alpha - \frac{1}{2}\right) L \sum V$$

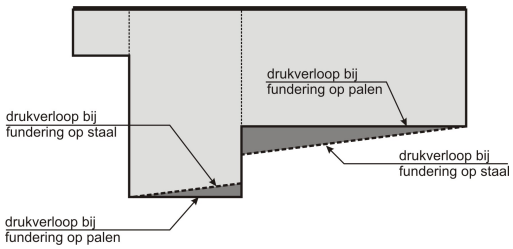
met in dit geval, omdat A helemaal aan het linker uiteinde van de vloerplaat ligt, α = 0.
Zodoende vinden we, met L = 6 m, dat ΣM = -933,6 kNm. [4]

Daarmee volgt voor de extreme paalbelastingen:
P_1 = 144,6 kN
P_n = 237,9 kN [1]

Omdat ΣM negatief (rechtsom), bevinden de zwaarst belaste palen zich aan laagwaterzijde. [2]
Concluderen dat de zwaarst belaste palen zich aan laagwaterzijde bevinden om dat ΣM_A negatief is (rechtsom), is fundamenteel onjuist.

onderdeel 2e)
Het verschil tussen een op palen en een op staal gefundeerde constructie zit in het verloop van de waterdruk langs het grondvlak. Bij een constructie op palen is de waterdruk aan weerszijden van het onderloopsheidscherm constant, terwijl die druk bij een op staal gefundeerde constructie afneemt van de hoogwater- naar de laagwaterzijde, met een discontinuïteit rond het onderloopsheidscherm.

Voor de constructie in deze opgave zien beide verlopen eruit als:



waarbij het drukverloop voor een fundering op palen is aangegeven met een getrokken lijn en die voor een fundering op staal met een streeplijn. Vergeleken met de fundering op palen (getrokken lijn) reduceert de resultante van de druk aan HW-zijde terwijl die aan LW-zijde juist toeneemt. Omdat de drukgradiënt (helling van de getrokken of streeplijn) aan beide zijden van het onderloopsheidscherm gelijk is, is vanwege de asymmetrische plaatsing van dat scherm de toename aan LW-zijde groter dan de afname aan HW-zijde. De totale opwaartse druk is bij een fundering op staal in dit geval dus groter dan bij een fundering op palen.

Redenering, of plaatje als hierboven over verschil in drukverloop [7]. Bijbehorende conclusie [3]
Alternatief: opnieuw rekenen met scherm ter lengte van 4,5m en juiste conclusie: [6]

Opgave 3 Stroming in gesloten leidingen

onderdeel 3a

$$\xi_{wand} = \frac{\lambda L}{D}$$

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2\log_{10}\left(\frac{k_s/D}{3{,}7} + \frac{2{,}51}{\mathrm{Re}\sqrt{\lambda}}\right)$$

$$\mathrm{Re} = \frac{uD}{\nu} = \frac{Q}{\pi D^2/4}\cdot\frac{D}{\nu}$$

met L = 35,70m, D = 0,357m, k_s = 0,0014m, Q = 0,02m^3/s en ν = 10^{-6} m^2/s.

Met deze gegevens is u = 0,2 m/s en Re = 7,13x10^4. Omdat dit kleiner is dan circa 10^6 is geen sprake van volledig ontwikkelde turbulentie. [3]

Door iteratie (begin met Re→∞ zodat eerste schatting $1/\sqrt{\lambda} = 5{,}9495$) of uit de ontwerpgrafiek van Moody volgt met deze Re dat $\lambda = 0{,}03$ ($1/\sqrt{\lambda} = 5{,}77$) [4]

zodat $\xi_{wand} = 3{,}0$. [3]

NB: op voorhand Re→∞ veronderstellen, geeft $\lambda = 0{,}028$ zodat $\xi_{wand} = 2{,}8$.

onderdeel 3b

$\xi_{in} = 0{,}8$ (gegeven)
$\xi_{pomp} = 1{,}0$ (gegeven)
$\xi_{wand} = 5{,}0$ (voorgeschreven, maar eigenlijk antwoord bij onderdeel a)
$\xi_{bocht} = 0{,}12$ (uit tabel, met r/D = 3) [4]
$\xi_{uit} = 1{,}0$ (uitstroming naar bassin waar stroomsnelheden verwaarloosbaar zijn) [6]
zodat $\Sigma\xi = 7{,}92$.

onderdeel 3c:

Het netto P vermogen van pomp wordt gegeven door $P = \rho g Q \Delta H$, waarin

$$\Delta H = \Delta h + \frac{u^2}{2g}\sum\xi \quad ; \quad u = \frac{\pi D^2}{4} \quad [1]$$

met Δh de opvoerhoogte, in dit geval 9m [2] en $u^2/(2g) = 0{,}0161$m (met u = 0,2 m/s, zie a)) [2].

Het gevraagde percentage: $\dfrac{\frac{u^2}{2g}\sum\xi}{\Delta h + \frac{u^2}{2g}\sum\xi} \cdot 100\% = \dfrac{0{,}0161}{9{,}0161}100\% = 0{,}18\%$ [5]

onderdeel 3d

$$\Delta H = \frac{u^2}{2g}\left(\xi_{tot} + \xi_{afsluiter}\right) \quad [3]$$

met in dit geval $\Delta H = \Delta h = 9$m (het hoogteverschil tussen bassin en meer, want snelheden daar verwaarloosbaar). [3]

De stroomsnelheid u in de afvoerleiding is 3,98 m/s (de diameter is kleiner dan bij aanvoerleiding, maar zelfde Q; u is dus factor $(0{,}357/0{,}080)^2 = 19{,}9$ groter dan in de aanvoerleiding) [3]

Met de gegeven $\xi_{tot} = 10{,}00$ en $u^2/(2g) = 0{,}81$ volgt $\xi_{afsluiter} = 1{,}15$. [1]

NB: u afronden op 4m/s geeft $\xi_{afsluiter} = 1{,}04$.

onderdeel 3e
Als het peil in het bassin met 1,0m stijgt, neemt het debiet af. Immers, het netto vermogen van de pomp blijft gelijk terwijl de opvoerhoogte naar Δh = 10m gaat. [3]

Als wrijvingsverliezen verwaarloosd worden, is het vermogen van de pomp P = ρgQΔh (in plaats van ΔH). Een constant vermogen impliceert een constante QΔh, dus als Δh 10/9 maal zo groot wordt, moet Q 9/10 maal zo groot worden. [5] Dat geldt ook voor de stroomsnelheid in de afvoerleiding: u = 3,56 m/s. [1]

Met Δh = 10m en u = 3,56 m/s volgt uit $\Delta h = \frac{u^2}{2g}\left(\xi_{tot} + \xi_{afsluiter}\right)$ dat $\xi_{afsluiter}$ = 5,48. [1]. De toename is 4,33.

NIET GOED: uitgaan van u = 3,98 m/s zoals in onderdeel c) (dan alleen [3] punten indien Δh = 10m). Deze onjuiste u leidt tot $\xi_{afsluiter}$ = 2,39.

Opgave 4 Scheepvaart

onderdeel 4a
Bij een kanaal met rechthoekige doorsnede en 10% ZWT geldt dat
B ≥ 4b + 0,1L (b = breedte van het schip en L de lengte)
h ≥ 1,4d_g (d_g is de diepgang van het geladen schip)

voor type X: B ≥ 52,50m en h ≥ 4,90m en
voor type Y: B ≥ 39,50m en h ≥ 5,60m

Blijkbaar is type X maatgevend voor de breedte B en type Y voor de diepte h. De minimale afmetingen van de dwarsdoorsnede zijn B = 52,50m en h = 5,60m

- ZWT = 10% van de lengte van het schip: [4]
- spiegelbreedte bevat 4 maal de scheepsbreedte: [3]
- diepte minimaal 1,4d_g: [3]

- ZWT van ene schip optellen bij 4b van het andere: max [4] voor dit onderdeel
- voor ZWT iets anders dan 10% van de lengte van het schip: max [8] voor dit onderdeel

onderdeel 4b
Type X: A_s = 11,0 * 3,5 m^2 = 38,5 m^2
Kanaal: A_c = Bh = 66,40 * 5,80 m^2 = 385,1 m^2
A_s / A_c = 0,10. [2]

Hiermee is in het diagram van Schijf, met h_{gem} = h = 5,8m, te vinden dat:
grenssnelheid: $u_{gr}/\sqrt{(gh_{gem})} \approx 0{,}62$ en 85% daarvan: $u/\sqrt{(gh_{gem})} \approx 0{,}53$ [4]
retourstroomsnelheid: $u_r/\sqrt{(gh_{gem})} \approx 0{,}10$, zodat u_r = 0,75 m/s [2]
spiegeldaling: z/h = 0,057, zodat z = 0,33m [2]

Alternatieve aanpak met uitdrukkingen voor de gevraagde grootheden:
grenssnelheid:

$$\frac{u_{gr}}{\sqrt{gh_{gem}}} = \left(2\cos\frac{\theta+4\pi}{3}\right)^{3/2}$$

met $\pi/2 \le \theta \le \pi$ en zodanig dat

$$\sin\theta = \sqrt{1-\left(1-\frac{A_s}{A_c}\right)^2} \quad ; \quad \cos\theta = -\left(1-\frac{A_s}{A_c}\right)$$

Dit leidt tot θ = 2,69 rad zodat $u_{gr}/\sqrt{(gh_{gem})}$ = 0,623 [3]

85% daarvan: $u/\sqrt{(gh_{gem})}$ = 0,529 [1]

De retourstroomsnelheid wordt berekend uit:

$$u_r = -u + 2\sqrt{gh_{gem}}\sqrt{-p/3}\cos\frac{\varphi+4\pi}{3}$$

$$\cos\varphi = \xi \quad ; \quad \sin\varphi = \sqrt{1-\xi^2}$$

$$\xi = \frac{q}{2\sqrt{(-p/3)^3}}$$

$$p = -2\left(1-\frac{A_s}{A_c}+\frac{1}{2}\left(\frac{u}{\sqrt{gh_{gem}}}\right)^2\right) \quad ; \quad q = -2\frac{u}{\sqrt{gh_{gem}}}$$

en dat levert u_r = 0,743 m/s. [2]

De spiegeldaling, tenslotte, volgt uit

$$z = \frac{(u+u_r)^2 - u^2}{2g}$$

waarmee z = 0,33m [2]

onderdeel 4c
Type Y: A_s = 19,6* 4,0 m^2 = 38,4 m^2 [3]
Dat is ongeveer hetzelfde als bij type X, dus ongeveer dezelfde retourstroomsnelheid en spiegeldaling. [7]

onderdeel 4d
De gevraagde korreldiameter D is af te lezen uit het Shields-diagram voor een massadichtheid ρ_s = 2650 kg/m^3 van het bodemmateriaal. Dat kunnen we doen op basis van de schuifspanningssnelheid u_* of de bodemschuifspanning $\tau_b = \rho u_*^2$ (ρ de dichtheid van water).

De schuifspanningssnelheid $u_* = u\frac{\sqrt{g}}{C_h}$, met C_h de Chézy ruwheid: $C_h = 18\log_{10}\frac{12R}{k_s}$. [2]

Hierin is k_s de lengteschaal voor de bodemruwheid (0,05m, gegeven) en R de hydraulische straal. Bij een rechthoekige dwarsdoorsnede is R = Bh/(B+2h). Met B = 66,40m en h = 5,80m is R = 4,94m en C_h = 55,3 √m/s. [3]

Invullen geeft u_* = 0,05m/s ($\tau_b = \rho u_*^2$ = 2,5 N/m^2). [1] Volgens het Shields-diagram ligt de grens tussen wel/geen transport bij deze waarden bij D = 3,5mm. [4]

Acceptabel alternatief: R ≈ h, waarmee C_h = 56,6 √m/s. Dan is u_* = 0,048m/s ($\tau_b = \rho u_*^2$ = 2,3 N/m^2) en D = 3,2mm.

- Als D op basis van u* bij kromme voor τ_b wordt afgelezen, wordt 5,5mm gevonden: max [6] voor dit onderdeel.
- Gebruik van Ψ = 0,03 of 0,045 of 0,06: max [7] voor dit onderdeel.
- Als $C_h = k_s$ wordt genomen: max [7] voor dit onderdeel.
- Als de voorgeschreven u=0,87m/s voor u_* wordt genomen: [0]

Opgave 5 Oeverbescherming

onderdeel 5a
Direct toepassen van Young en Verhagen: H_s = 0,92m [3] en T_p = 3,65s [3], zodat $T_s = 0{,}9T_p$ = 3,3s [2]; conclusie 'niet diep' [2].

Alternatief: eerst ontwerpgrafiek voor diep water' gebruiken en uit T_s (circa 3,2s [2]) concluderen dat geen sprake is van 'diep water' omdat golflengte $L_o = gT_s^2/(2\pi)$ = 16 m > 2 maal de waterdiepte (2 * 5,5 = 11,0m) [2]. Daarna alsnog Young en Verhagen toepassen: H_s = 0,92m [2] en T_p = 3,65s [1], zodat $T_s = 0{,}9T_p$ = 3,3s [2]

onderdeel 5b
De golflengte wordt gegeven door

$$L = L_0 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad ; \quad L_0 = \frac{gT_s^2}{2\pi} \quad [5]$$

met T_s = 3,5s (voorgeschreven).

Hieruit is L iteratief te bepalen. Beginschatting is bijvoorbeeld $L = L_o$ = 19,13m. Daarmee zijn achtereenvolgende schattingen van L: 18,12m, 18,30m, 18,27m, 18,28m, 18,28m. [5]

onderdeel 5c
De brekerparameter $\xi_{m-1,0} = \frac{\tan\alpha}{\sqrt{2\pi H_s/\left(gT_s^2\right)}}$ [1]

met tanα de helling van het talud (1/4) [1] en de voorgeschreven H_s = 1,0m en T_s = 3,5s volgt $\xi_{m-1,0}$ = 1,09.

Bij een buitentalud zonder berm is γ_b = 1,0 [2]. Omdat $\gamma_b \xi_{m-1,0}$ <1,77 [2] geldt voor de oploop $R_{u,2\%}$ dat

$R_{u,2\%} = H_{m0} 1{,}75 \gamma_f \gamma_\beta \xi_{m-1,0}$ [1]

waarin $H_{m0} = H_s$ = 1,0m en

γ_β = 1-0,0022|β| is de reductiefactor voor de hoek van golfinval; met β = 50° is γ_β = 0,89 [2]

γ_f = 0,66 is de reductiefactor voor de ruwheid van het talud (gegeven). [vergeten: -2]

$\gamma_f \gamma_\beta \gamma_b$ = 0,59 en dat is groter dan het minimum van 0,4 [-]

Met deze waarden volgt $R_{u,2\%}$ = 1,12m. [1]

onderdeel 5d

Uit de formule van Hudson is af te leiden dat

[5] $$D_{n,50} = \frac{H_s}{\Delta\left(k_d \cot\alpha\right)^{1/3}} \quad ; \quad \Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho}$$

met ρ_s de massadichtheid van de stortsteen (2650kg/m^3), ρ de dichtheid van water (1000kg/m^3) zodat Δ = 1,65. [4] Voorts is de schadefactor k_d = 3 (algemene gegevens).

Invullen: $D_{n,50}$ = 0,26m. [1]

[cot fout: -3]
[niet weten wat k_d is: -3]

TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

woensdag 21 september 2016, 18:30-21:30

Algemene gegevens

Bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen kunt u gebruik maken van de gegevens in onderstaande lijst, **tenzij bij de opgave nadrukkelijk anders is vermeld**.

- versnelling van de zwaartekracht g = 9,81 N/kg
- massadichtheid van zout water ρ_{zout} = 1025 kg/m^3
- massadichtheid van zoet water ρ_{zoet} = 1000 kg/m^3
- massadichtheid van (gewapend) beton ρ_{beton} = 2400 kg/m^3
- massadichtheid stortsteen (tenzij anders gegeven) ρ_{steen} = 2650 kg/m^3
- massadichtheid zand ρ_{zand} = 2650 kg/m^3
- massadichtheid lucht ρ_a = 1.2 kg/m^3
- schadefactor k_d = 3
- kinematische viscositeit $\nu = 10^{-6}$ m^2/s
- wrijvingscoëfficiënt voor wind $c_W = 3.5 \cdot 10^{-6}$
- ruwheid van het rivierbed (tenzij anders gegeven) k_s = 0.04 m
- korreldiameter grof zand D = 400 μm
- hoek van inwendige wrijving (grof zand) $\varphi = 30°$
- hoek van inwendige wrijving (stortsteen) $\varphi = 40°$
- coëfficiënt van Bligh voor grof zand C_B = 12
- coëfficiënt van Lane voor grof zand C_L = 5
- coëfficiënt voor wrijving tussen zand en beton f = 0.5

Beschrijving (10 minuten)

Dit tentamen gaat over enkele los van elkaar staande, fictieve voorbeelden uit de waterbouwkunde en bestaat uit 5 opgaven. De eerste drie daarvan zijn verplicht (opgaven 1 tot en met 3). Van opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van deze beide opgaven u maakt. Beide opgaven hebben hetzelfde gewicht en tellen gelijk mee in de bepaling van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Bij elke opgave is een indicatie gegeven van de tijd die u eraan zou kunnen besteden. Die tijd is tevens een redelijke maat voor het gewicht van de betreffende vraag bij de bepaling van het tentamenresultaat.

Tenzij nadrukkelijk anders aangegeven, dient u bij de beantwoording van de vragen van dit tentamen steeds duidelijk aan te geven hoe u tot uw antwoord bent gekomen. Een getal alleen volstaat nooit.

Lees elke vraag zorgvuldig door voordat u gaat beantwoorden om te voorkomen dat u relevante informatie en instructies over het hoofd ziet.

De eerste opgave van dit tentamen omvat 5 meerkeuzevragen. De overige vier opgaven bestaan uit open vragen. In dit tentamen komen achtereenvolgens de volgende onderwerpen aan de orde:

- astronomisch getij
- een waterkerende constructie met doorlaatwerk
- morfologisch evenwicht na ingreep in een rivier
- statistiek van extreme condities
- golfvoortplanting

Bij dit tentamen zijn drie antwoordbladen gevoegd, genummerd I tot en met III. Blad I heeft betrekking op opgave 1 en bladen II en III op opgave 2. Bij deze opgaven is aangegeven welke delen van uw antwoorden u op deze antwoordbladen kunt invullen. U dient deze antwoordbladen samen met uw andere antwoorden in te leveren, ook als er verder niets op staat.

Opgave 1 Astronomisch getij (35 minuten)
Elke deelvraag in deze opgave bevat twee uitspraken over aspecten van het astronomisch getij, genummerd 1 en 2. U wordt gevraagd om de juistheid van deze twee uitspraken te beoordelen en voor deze twee uitspraken aan te geven welke van de volgende vier mogelijkheden (A tot en met D) volgens u van toepassing is:

A. beide uitspraken zijn juist,
B. uitspraak 1 is juist en uitspraak 2 is onjuist,
C. uitspraak 1 is onjuist en uitspraak 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

Het gaat om een principieel oordeel. Dat sommige effecten onder bepaalde omstandigheden wellicht verwaarloosd kunnen worden, doet in deze opgave niet ter zake. Tenzij nadrukkelijk anders vermeld gaan de beweringen over getijcomponenten die zijn gerelateerd aan de rotatie van het aarde-maan systeem.

Anders dan bij andere opgaven wordt een motivatie van uw oordeel bij deze opgave niet gevraagd. Per deelvraag kunt u volstaan met één keuze uit A, B, C en D. Deze opgave staat ook op Antwoordblad I. Maak bij deze opgave gebruik van dat antwoordblad en vul daar uw antwoorden in.

a) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Op een vaste locatie op het aardoppervlak varieert de grootte van de dagelijkse ongelijkheid niet.
2. De baan van de maan ten opzichte van de aarde is elliptisch en excentrisch. Daardoor varieert de afstand tussen aarde en maan met de tijd. Deze variatie is de belangrijkste oorzaak van de dagelijkse ongelijkheid.

b) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. De grootte van de dagelijkse ongelijkheid is minimaal als de maan recht boven de evenaar staat.
2. Hoewel de maan aanzienlijk kleiner en minder zwaar is dan de zon, ondervindt de aarde een grotere zwaartekracht van de maan dan van de zon.

c) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. De dubbeldaagse getijcomponent S_2 die hoort bij de rotatie van de aarde rond de zon heeft een periode van precies 12 uur.
2. Langs de Nederlandse kust treedt doodtij ongeveer 2,25 dagen na nieuwe maan op.

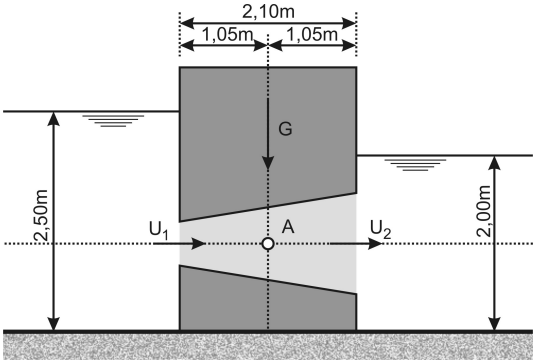
d) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. De dagelijkse ongelijkheid treedt alleen op bij getijcomponenten die gerelateerd zijn aan de rotatie van het aarde-maan systeem.
2. In één jaar draait de aarde één keer meer om haar eigen as dan er dagen in een jaar zitten.

e) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Bij de voortplanting van de getijgolf leidt advectie (dat is overdracht van impuls als gevolg van de waterbeweging zelf) tot een getij-gemiddelde stroming.
2. De belangrijkste, aan de maan gerelateerde getijcomponent is M_2. Bijbehorende hogere harmonische componenten zoals M_4 en M_6 (met een twee, respectievelijk 3 keer zo hoge frequentie) ontstaan uit M_2 als gevolg van advectie en bodemwrijving bij de voortplanting van de getijgolf.

Opgave 2 Waterkerende constructie (50 minuten)
Ergens in een afgelegen gebied bestaat de behoefte om de waterstand te beheersen in iets dat het midden houdt tussen een beek en een rivier. Het gaat om een tamelijk smalle, verhoudingsgewijs diepe stroom. Daarin is een aarden dam gebouwd met in het midden een eenvoudige, grotendeels betonnen constructie met daarin een (in de dwarsdoorsnede) trapeziumvormige opening om water door te laten. Bij de bouw van deze constructie is men uitgegaan van toevallig aanwezig materiaal, want het ding mocht niets kosten. Dat verklaart het merkwaardige ontwerp. Een schematische weergave van de dwarsdoorsnede van deze constructie is gegeven in figuur 1.



Figuur 1: dwarsdoorsnede van de amateuristische waterkerende constructie

In deze figuur zijn de maten van de constructie gegeven en de waterstanden aan weerszijden ervan in de vermoedelijk maatgevende situatie. In deze situatie is het debiet door de constructie gelijk aan Q = 6,72 m^3/s. De stroomsnelheid aan hoogwaterzijde van de opening in de constructie bedraagt u_1 = 4,2 m/s en die aan laagwaterzijde u_2 = 2,8 m/s. Dwars op het vlak van tekening in figuur 1 is de constructie 4m lang. Het eigen gewicht van de constructie, inclusief het water dat zich in de opening bevindt (in figuur 1 met lichtgrijs aangegeven), is G = 480 kN. De werklijn van dit eigen gewicht gaat door het midden van de dwarsdoorsnede. De constructie is op staal gefundeerd. De ondergrond bestaat uit zand. Er is geen onderloopsheidscherm toegepast.

In onderdelen a) tot en met e) van deze opgave wordt u gevraagd om belastingen op de constructie te bepalen, samen met het moment van deze belastingen om punt A (aangegeven in figuur 1). Anders dan in sommige voorgaande tentamens kunt u niet zelf kiezen ten opzichte van welk punt u momenten bepaalt. Neem krachten naar boven en naar laagwaterzijde (rechts in figuur 1) positief, net als momenten linksom.

a) Bepaal alle horizontale, aan water gerelateerde belastingen op de constructie. Vermeld uw antwoord in de tabel van Antwoordblad II.

b) Bepaal voor alle krachten die u bij onderdeel a) van deze opgave heeft genoemd, de arm en het moment ten opzichte van punt A. Noteer deze armen en momenten in de tabel van Antwoordblad II.

c) Hoe groot moet de resultante vertikale belasting (exclusief korrelspanning onder de constructie) ten minste zijn om te voorkomen dat de constructie afschuift? Ga uit van $\delta = (2/3)\,\varphi$.

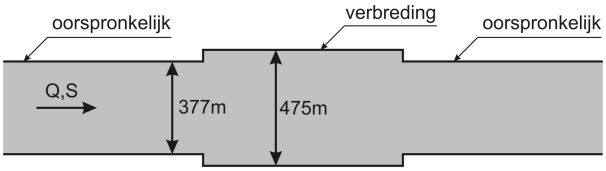
d) Bepaal het verloop van de waterdruk onder de vloerplaat van de constructie en teken dit in de figuur op Antwoordblad III. Bereken de resultante van deze waterdruk op de constructie. Vermeld deze resultante en het bijbehorende moment ten opzichte van punt A in de tabel van antwoordblad II.

e) Hoe groot is de som van de momenten ten opzichte van punt A van alle horizontale en vertikale belastingen op de constructie, exclusief de korrelspanning onder het grondvlak van de constructie?

f) Bereken de minimale en maximale korrelspanningen onder de constructie en teken het verloop van die spanning op Antwoordblad III.

g) Stel dat de bouwers van de constructie ergens een stapel damwanden zouden hebben gevonden en hadden besloten daarmee een onderloopsheidscherm onder de constructie te plaatsen om de veiligheid tegen afschuiven te vergroten. Zou zo'n scherm volgens u het beste midden onder de constructie geplaatst kunnen worden, of zou het beter zijn dat aan laagwaterzijde te doen of juist aan hoogwaterzijde? Motiveer uw antwoord kwalitatief en illustreer het zo nodig met een schets.

Opgave 3 Riviermorfologie (50 minuten)
Ergens in de benedenloop van een druk bevaren rivier wil men het dwarsprofiel over een lengte van enkele kilometers verbreden (zie figuur 2 voor een schematisch bovenaanzicht). Het doel van deze ingreep is tweeledig. Direct na aanleg van de verbreding zal de stroomsnelheid ter plaatse lager zijn dan de oorspronkelijke. De aanzanding die daar het gevolg van zal zijn, wil men volledig compenseren door te baggeren. Op die manier kan zand worden gewonnen voor industriële toepassingen. Het tweede doel van de verbreding is het creëren van wachtplaatsen voor vrachtschepen.



Figuur 2: Bovenaanzicht van de lokale verbreding van de rivier (schematisch)

In deze opgave schatten we enkele lange-termijn morfologische gevolgen van deze ingreep (dus als zich een nieuw morfologisch evenwicht heeft ingesteld). Daarbij gaan we uit van een constant debiet Q = 769 m^3/s. De Chézy ruwheid van de rivier bedraagt C = 48,5 ($\sqrt{m}$)/s. We veronderstellen dat deze ruwheid door de ingreep niet verandert. Voor de ingreep was de breedte B_0 van de rivier overal gelijk aan 377m, de waterdiepte h_0 = 3,4m en het verhang $i_0 = 4{,}5 \times 10^{-5}$. In het verbrede gedeelte wordt de breedte direct na aanleg B_1 = 475m.

Het lokale bulk-sedimenttransport S benaderen we met de uitdrukking $S = mBu^n$, waarin B de lokale breedte van de rivier, u de lokale stroomsnelheid en n=4. De evenredigheidsconstante m heeft overal langs de rivier dezelfde waarde en verandert door de ingreep niet.

a) Door baggeren wordt continu de waterdiepte in het verbrede deel van de rivier op de oorspronkelijk waarde h_0 = 3,4m gehouden. Bereken het uiteindelijke verhang in dit verbrede deel van de rivier.

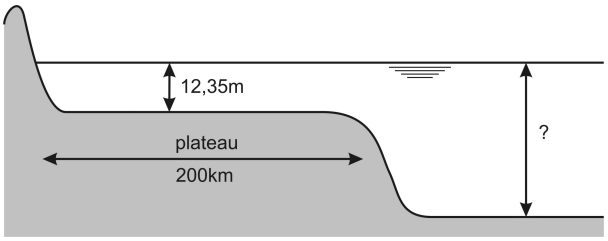
b) Welk deel (percentage) van het oorspronkelijke sedimenttransport wordt in het nieuwe evenwicht ter plaatse van de verbreding door baggeren onttrokken?

Onafhankelijk van uw antwoord bij onderdeel b) van deze opgave, dient u er bij de beantwoording van c) vanuit te gaan dat door baggeren de helft van het oorspronkelijke sedimenttransport wordt onttrokken.

c) Bereken het verhang en de waterdiepte benedenstrooms van de verbreding voor het uiteindelijke, nieuwe morfologisch evenwicht.

Van de volgende opgaven 4 en 5 hoeft u er slechts één te maken. U kunt zelf bepalen welke van de twee u maakt. Beide tellen in gelijke mate mee bij het bepalen van uw tentamenresultaat. Als u ervoor kiest om beide opgaven te maken, telt alleen de opgave met de hoogste score.

Beide opgaven 4 en 5 hebben betrekking op een lange, rechte kust met daarvoor een 200km breed plateau. Een dwarsprofiel van dit gebied is gegeven in figuur 3. Bij gemiddelde waterstand op zee is de waterdiepte op het plateau 12,35m. Zeewaarts van het plateau is de diepte aanzienlijk groter. De overgang van het relatief ondiepe kustgebied naar de grotere diepte zeewaarts van het plateau is tamelijk abrupt. De amplitude van het getij in dit gebied is klein ten opzichte van de gemiddelde waterdiepte. In opgaven 4 en 5 laten we de variatie van de waterdiepte als gevolg van het getij volledig buiten beschouwing.



Figuur 3: Schematische dwarsdoorsnede van het kustgebied.

Opgave 4 Statistiek (35 minuten)
Rond het plateau kan het flink waaien. De landwaartse component van de wind kan zorgen voor verhoging van de waterstand nabij de kust. Reeds vele jaren wordt deze component gemeten. Uit deze metingen is de kansverdeling afgeleid van de windsnelheid W dwars op de kust. Deze kansverdeling luidt

$$P\left(\underline{W} \geq W\right) = \exp\left(-\left(\frac{W - W_0}{\lambda}\right)^{\alpha}\right)$$

met W_0 = 4,30 m/s, λ = 6,5 m/s en α = 2,2. Deze kansverdeling geldt voor stormcondities en daarbij houdt de wind lang aan.

a) Hoe groot is de kans dat de waterstand aan de kust tijdens een storm uiteindelijk 1,3m boven de gemiddelde waterstand uitkomt?

Onafhankelijk van uw antwoord bij onderdeel a) van deze opgave dient u er bij volgende vragen vanuit te gaan dat de kans dat de waterstand tijdens een storm meer dan 1,3m boven de gemiddelde waterstand komt te liggen, gelijk is aan 4%.

Uit de genoemde waarnemingen blijkt dat er gemiddeld 5,13 stormen per jaar voorkomen en er zijn geen aanwijzingen dat stormen een voorkeur hebben voor een bepaald seizoen. Voor het onderhoud van een toeristische attractie ergens aan de kust zou het voor de voortgang van het werk plezierig zijn als de waterstand tijdens de werkzaamheden niet meer dan 1,3m boven de gemiddelde waterstand komt. De tijdelijke waterkering rond de constructie is daarop gebaseerd. Volgens planning nemen de werkzaamheden 3 maanden in beslag.

b) Hoe groot is de kans dat de waterstand tijdens de onderhoudswerkzaamheden met meer dan 1,3m ten opzichte van de gemiddelde waterstand toeneemt?

c) De tijdelijke waterkering rond de attractie steekt 1,8m boven gemiddelde waterstand uit. Die 0,5m extra ten opzichte van de ontwerpwaterstand van 1,3m boven de gemiddelde waterstand, is ontleend aan de vuistregel voor de minimale overhoogte bij dijken. Is die 1,8m naar uw oordeel in dit geval voldoende? Motiveer uw antwoord kwalitatief.

Opgave 5 Golfvoortplanting (35 minuten)
In het betreffende gebied komt met enige regelmaat lange deining voor die scheef op de kust invalt. De bijbehorende golfperiode bedraagt T_s = 14s. In het diepe deel, dus zeewaarts van de rand van het plateau,

maakt de voortplantingsrichting van deze deining een hoek van 40^{o} met de normaal op de kust (deze normaal is een denkbeeldige lijn, loodrecht op de kust). De golflengte in dat diepe deel is 290m.

a) Wat is de waterdiepte in het diepe deel, zeewaarts van het plateau (zie het ? in figuur 3)?

b) Bepaal de voortplantingssnelheid van de deining in het ondiepe deel (op het plateau, waar de waterdiepte 12,35m bedraagt).

Onafhankelijk van uw antwoord bij b) dient u er bij onderdeel c) van deze opgave vanuit te gaan dat de voortplantingssnelheid van de deining op het plateau 12m/s bedraagt.

c) Wat is de voortplantingsrichting van de deining (ten opzichte van de normaal op de kust) in het ondiepe deel (waar de waterdiepte 12,35m is)?

ANTWOORDBLAD I

bij het tentamen CTB2410 van 21 september 2016

naam: _____

studienummer: _____

Bij opgave 1

Elke deelvraag bevat twee uitspraken, genummerd 1 en 2. Lees eerst de instructies bij deze vraag op bladzijde ##. Omcirkel welke van de vier mogelijkheden (A tot en met D) volgens u van toepassing is.

a) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Op een vaste locatie op het aardoppervlak varieert de grootte van de dagelijkse ongelijkheid niet.
2. De baan van de maan ten opzichte van de aarde is elliptisch en excentrisch. Daardoor varieert de afstand tussen aarde en maan met de tijd. Deze variatie is de belangrijkste oorzaak van de dagelijkse ongelijkheid.

A. beide uitspraken zijn juist,
B. 1 is juist en 2 is onjuist,
C. 1 is onjuist en 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

b) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. De grootte van de dagelijkse ongelijkheid is minimaal als de maan recht boven de evenaar staat.
2. Hoewel de maan aanzienlijk kleiner en minder zwaar is dan de zon, ondervindt de aarde een grotere zwaartekracht van de maan dan van de zon.

A. beide uitspraken zijn juist,
B. 1 is juist en 2 is onjuist,
C. 1 is onjuist en 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

c) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Langs de Nederlandse kust treedt doodtij ongeveer 2,25 dagen na nieuwe maan op.
2. De dubbeldaagse getijcomponent S_2 die hoort bij de rotatie van de aarde rond de zon heeft een periode van precies 12 uur.

A. beide uitspraken zijn juist,
B. 1 is juist en 2 is onjuist,
C. 1 is onjuist en 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

d) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. De dagelijkse ongelijkheid treedt alleen op bij getijcomponenten die gerelateerd zijn aan de rotatie van het aarde-maan systeem.
2. In één jaar draait de aarde één keer meer om haar eigen as dan er dagen in een jaar zitten.

A. beide uitspraken zijn juist,
B. 1 is juist en 2 is onjuist,
C. 1 is onjuist en 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

e) Beoordeel de juistheid van de volgende twee uitspraken:

1. Bij de voortplanting van de getijgolf leidt advectie (dat is overdracht van impuls als gevolg van de waterbeweging zelf) tot een getij-gemiddelde stroming.
2. De belangrijkste, aan de maan gerelateerde getijcomponent is M_2. Bijbehorende hogere harmonische componenten zoals M_4 en M_6 (met een 2, respectievelijk 3 keer zo hoge frequentie) ontstaan uit M_2 als gevolg van advectie en bodemwrijving bij de voortplanting van de getijgolf.

A. beide uitspraken zijn juist,
B. 1 is juist en 2 is onjuist,
C. 1 is onjuist en 2 is wel juist,
D. beide uitspraken zijn onjuist.

ANTWOORDBLAD II

bij het tentamen CTB2410 van 21 september 2016

naam: _____

studienummer: _____

Bij opgave 2

Overzicht van belastingen (gebruik regels voor H en V naar behoeven; er zijn bijvoorbeeld niet per se 6 horizontale belastingen, het kunnen er ook meer of minder zijn)

	kracht [kN]	arm [m] t.o.v. punt A	moment [kNm] om A
Horizontale belastingen			
H_1			
H_2			
H_3			
H_4			
H_5			
H_6			
Vertikale belastingen			
V_1			
V_2			
V_3			
V_4			
V_5			
V_6			

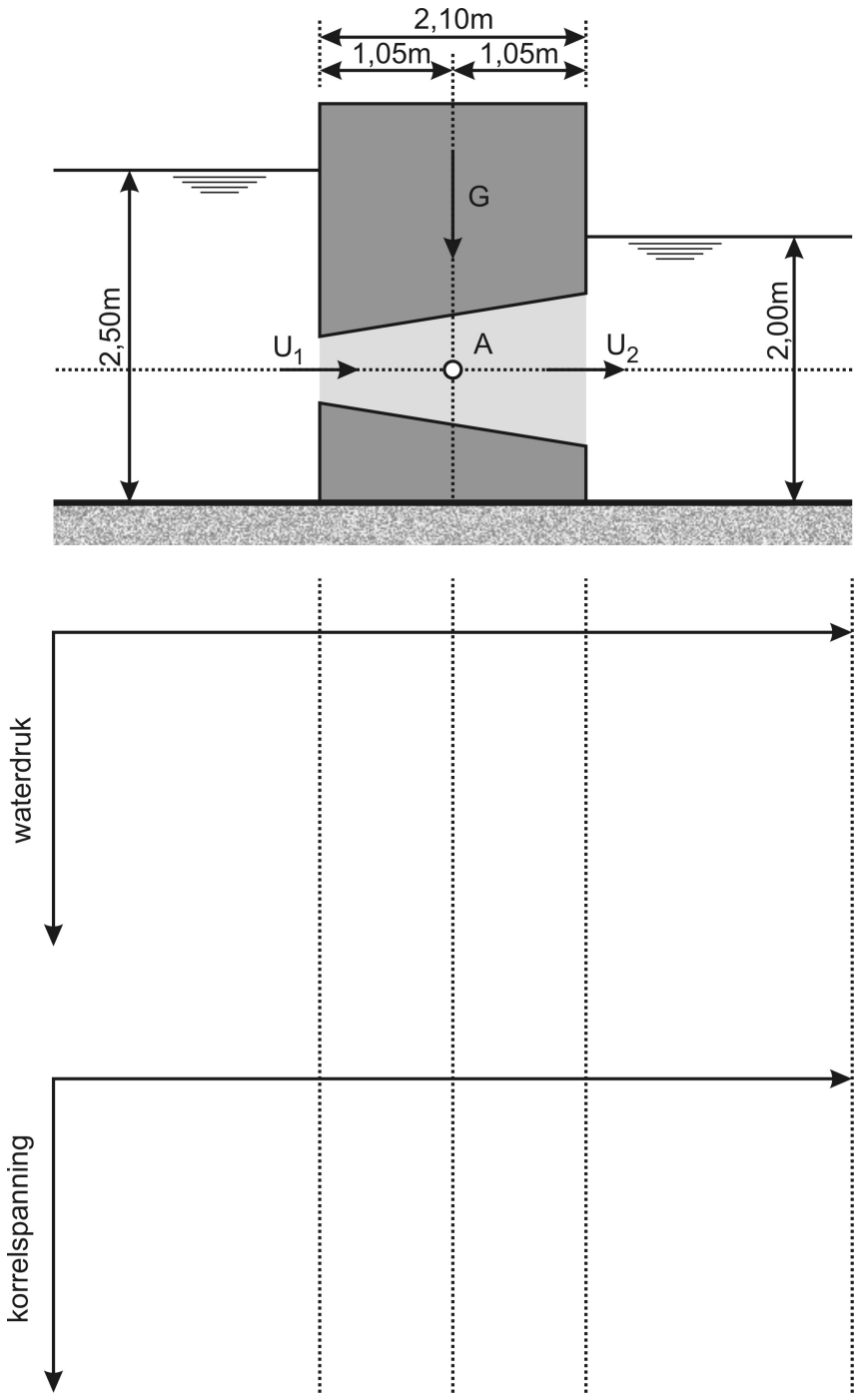
ANTWOORDBLAD III

bij het tentamen CTB2410 van 21 september 2016

naam: _____

studienummer: _____

Bij opgave 2e en 2f



UITWERKING TENTAMEN WATERBOUWKUNDE CTB2410

woensdag 21 september 2016, 18:30-21:30

Disclaimer

Hoewel aan de uitwerking van dit tentamen veel zorg is besteed, kan niet volledig worden uitgesloten dat er onjuistheden of onvolledigheden in zijn geslopen. Bekijk de uitwerkingen daarom kritisch. De docent houdt zich aanbevolen uw suggesties en opmerkingen. Aan uitgewerkte tentamens kunnen nooit rechten worden ontleend met betrekking tot de beoordeling van tentamens.

Normering

Per deelvraag kunnen minimaal 0 en maximaal 10 punten worden behaald. In de uitwerking is in [rood] aangegeven hoe de score per deelvraag is opgebouwd. Als regel wordt bij een rekenfout 1 punt in mindering gebracht bij de betreffende deelvraag. Bij ernstige omissies, blunders en onnavolgbaar geklieder kan meer dan 1 punt in mindering worden gebracht.

Het tentamencijfer is gelijk aan (0,6 + 0,96 maal de gewogen som van de scores per deelvraag), afgerond op een veelvoud van 0,5. De weegfactoren per deelvraag zijn vermeld in onderstaande tabel.

	a	b	c	d	e	f	g
1	0,040	0,040	0,040	0,040	0,040	-	-
2	0,045	0,015	0,045	0,030	0,060	0,045	0,060
3	0,120	0,120	0,060	-	-	-	-
4	0,080	0,040	0,080	-	-	-	-
5	0,050	0,050	0,100	-	-	-	-

Opgave 1 Astronomisch getij (35 minuten)

a) D [10]
b) A [10]
c) B [10]
d) C [10]
e) A [10]

Opgave 2 Waterkerende constructie (50 minuten)

a) Horizontale belastingen

Hydrostatische druk aan HW-zijde:
$H_1 = \frac{1}{2} \rho g h_1^2 B$ met $h_1 = 2{,}50$m en $B = 4{,}00$m, zodat $H_1 = 122{,}625$ kN [2]

Stroming aan HW-zijde:
$H_2 = \rho Q u_1$ met $Q = 6{,}72$ m^3/s en $u_1 = 4{,}2$m/s, zodat $H_2 = 28{,}224$ kN [3]

Hydrostatische druk aan LW-zijde:
$H_3 = -\frac{1}{2} \rho g h_2^2 B$ met $h_2 = 2{,}00$m en $B = 4{,}00$m, zodat $H_3 = -78{,}480$ kN [2]

Stroming aan LW-zijde:
$H_4 = -\rho Q u_2$ met $Q = 6{,}72$ m^3/s en $u_2 = 2{,}8$m/s, zodat $H_4 = -18{,}816$ kN [3]

b) Armen en momenten ten opzichte van A bij horizontale belastingen

Punt A ligt 1,00m boven het grondvlak van de constructie.

Bij H_1: arm $= 1{,}00 - h_1/3 = 0{,}17$m [3]
moment = 20,438 kNm [1]

Bij H_2: arm 0 m [1]
moment = 0 kNm [0]

Bij H_3: arm $= 1{,}00 - h_2/3 = 0{,}33$m [3]
moment = -26,160 kNm [1]

Bij H_4: arm = 0 m [1]
moment = 0 kNm [0]

c) Minimaal benodigde vertikale resultante

De veiligheid tegen afschuiven wordt gegeven door

$$\gamma = \frac{\min\left\{f, \tan(2\varphi/3)\right\}\left|\sum V\right|}{\left|\sum H\right|}$$

en om afschuiven te voorkomen moet $\gamma \geq 1$ [7].
Omdat f = 0,5 en $\varphi = 30^0$ (zie algemene gegevens) is $\min\{f, \tan\delta\} = 0{,}364$ [3].

Met $|\Sigma H| = 53{,}553$ kN (zie onderdeel a) van deze opgave) volgt zodoende dat $|\Sigma V| \geq 147{,}136$ kN

d) Waterdruk onder de constructie

De waterdruk verloopt lineair [2] van $\rho g h_1 = 24{,}53$ kN/m² aan HW-zijde [1] tot $\rho g h_2 = 19{,}62$ kN/m² aan LW-zijde [1].

Dit drukverloop wordt gesplitst in een deel met constante druk (19,62 kN/m²) en een deel met afnemende druk (van 4,91 kN/m² aan HW-zijde tot 0 aan LW-zijde). De resultante van het deel met constante druk is $V_1 = 164{,}808$ kN en de bijbehorende arm ten opzichte van A is gelijk aan nul. Voor het deel met afnemende druk is de resultante gelijk aan $V_2 = 20{,}601$ kN met arm 0,35m en een moment -7,210 kNm.

Andere verdelingen van het drukverloop zijn mogelijk. Totale resultante $V_1 + V_2 = 185{,}409$ kN [3] en bijbehorend moment -7,210 kNm [3].

e) Som van de momenten van alle horizontale en vertikale belastingen ten opzichte van punt A.

Naast de horizontale belastingen H_1 t/m H_4 (zie onderdeel a) en vertikale belastingen V_1 en V_2 (zie onderdeel d) zijn er ook nog:

het eigen gewicht G = -480 kN (gegeven). De arm van het eigen gewicht ten opzichte van A is gelijk aan nul en dat geldt dus ook voor het bijbehorende moment. [3]

en de wrijving H_5 tussen constructie en ondergrond. Om horizontaal evenwicht te realiseren, moet $H_5 = -53{,}553$ kN [4]. Dat kan worden opgebracht omdat $\Sigma V = V_1 + V_2 + G = 185{,}409 - 480 = -294{,}591$ kN (negatief, dus neerwaarts en dat moet ook anders drijft de constructie op). Daarmee is voldaan aan de eis dat $|\Sigma V| \geq 147{,}136$ kN (zie onderdeel e) van deze opgave) [2]. De arm van H_5 ten opzichte van A is 1,00m [1] en het bijbehorende moment bedraagt -53,553 kNm.

Het moment ten opzichte van A van alle belastingen samen, exclusief de korrelspanning onder de constructie, komt hiermee op $\Sigma M_A = -66{,}485$ kNm.

	kracht [kN]	arm [m] t.o.v. punt A	moment [kNm] om A
Horizontale belastingen			
H_1	122,625	0,17	20,438
H_2	28,224	0	0
H_3	-78,480	0,33	-26,160
H_4	-18,816	0	0
H_5	-53,553	1,00	-53,553
Vertikale belastingen (exclusief korrelspanning)			
V_1	164,808	0	0
V_2	20,601	0,35	-7,210
G	-480,000	0	0
ΣV	-294,591	$\Sigma M_A =$	-66,485

f) Verloop van de korrelspanning onder de constructie

De korrelspanning verloopt lineair. Voor de extreme spanningen σ_1 en σ_2 geldt dat

$$\sigma_1 = (6\alpha - 4)\frac{\sum V}{BL} + \frac{\sum M_A}{BL^2/6}$$
$$\sigma_2 = (2 - 6\alpha)\frac{\sum V}{BL} - \frac{\sum M_A}{BL^2/6}$$

met in dit geval, omdat A recht boven het geometrisch zwaartepunt van het grondvlak van de constructie ligt, α = 0,5 [1]. Met B = 4,00m en L = 2,10m volgt dat σ_1 = 12,456 kN/m² [2] en σ_2 = 57,684 kN/m² [2]. De grootste korrelspanning treedt op aan LW-zijde [5].

Als de constructie door onjuistheden in de beantwoording blijkt op te drijven: [0] voor dit onderdeel.

g) Nut van een onderloopsheidscherm voor de veiligheid tegen afschuiven

Met een scherm is de drukgradiënt onder de constructie kleiner dan zonder scherm. Vergeleken met de situatie zonder scherm neemt de opwaartse druk aan HW-zijde toe en die aan LW-zijde juist af [5]. Als het scherm precies midden onder de constructie wordt geplaatst, heffen beide effecten elkaar juist op voor wat betreft de resultante opwaartse kracht. Als het scherm uit het midden wordt geplaatst, is dat niet zo. Staat het scherm bijvoorbeeld helemaal aan HW-zijde, dan is er nog slechts de afname van de opwaartse druk aan LW-zijde en neemt de totale opwaartse kracht dus af. Daardoor wordt ΣV meer neerwaarts en dat is gunstig voor de veiligheid tegen afschuiven [5].

Opgave 3 Riviermorfologie (50 minuten)

a) Verhang in het verbrede deel.

Als de waterdiepte kunstmatig op h = 3,4m wordt gehouden, zal dat uiteindelijk de (kunstmatige) evenwichtsdiepte zijn [6].

Alternatief 1:
De stroming in die situatie wordt beschreven met de Chézy-relatie [2]:

$$u = C\sqrt{hi}$$

waarin u de stroomsnelheid, C de Chézy ruwheid (48,5 (√m)/s, gegeven), h de waterdiepte en i het verhang.

Met u = Q/(Bh), waarbij Q = 769 m³/s, h = 3,4m en B = 475m volgt dat u = 0,476 m/s [2], zodat i = 2,8x10^{-5}.

Alternatief 2:
Ook goed is u eerst elimineren volgens

$$\left.\begin{aligned} u &= C\sqrt{hi} \\ u &= \frac{Q}{Bh} \end{aligned}\right\} \rightarrow \quad i = \frac{Q^2}{B^2h^3C^2}$$

en dan pas gegevens invullen [4].

b) Aandeel van het sedimenttransport dat door baggeren wordt onttrokken

Het sedimenttransport S wordt gegeven door $S = mBu^n$. Ten opzichte van de oorspronkelijke situatie is de breedte van het verbrede deel een factor 475/377 = 1,26 groter [3]. Omdat de waterdiepte niet is veranderd, is de stroomsnelheid een zelfde factor afgenomen en dus verandert u^n met $(1/1{,}26)^n$ (met n=4, gegeven) [6]. Ter plaatse van de verbreding is het sedimenttransport zodoende een factor $1{,}26^{1-n} = 1{,}26^{-3} = 0{,}5$ van het oorspronkelijke [1].

Alternatief: In de oorspronkelijke situatie is de stroomsnelheid u = Q/(Bh) = 769/(377*3,4) = 0,6 m/s en het sedimenttransport $S = mBu^n = m * 377 * 0{,}6^4 = m * 48{,}859$ [5]. In het verbrede deel is dat $S = m * 475 * 0{,}476^4 = m * 24{,}385$ (de stroomsnelheid in de verbreding is 0,476m/s, zie onderdeel a) van deze opgave) [5]. Op een kleine afronding na volgt ook hieruit dat de helft van het oorspronkelijke sedimenttansport door baggeren wordt onttrokken.

c) Verhang en waterdiepte benedenstrooms van de verbreding

Benedenstrooms van de verbreding is het sedimenttransport nog de helft van wat het oorspronkelijk was, terwijl de breedte gelijk is gebleven. Met $S = mBu^n$ moet u^n in het nieuwe evenwicht dus een factor 2 kleiner zijn dan in de oorspronkelijke situatie. De stroomsnelheid u moet in dat geval met een factor $2^{1/n} = 1{,}189$ zijn afgenomen. De oorspronkelijke stroomsnelheid was 0,6m/s (zie onderdeel b) van deze opgave) en in het nieuwe evenwicht is dat 0,50m/s [4].

Alternatief 1:
Omdat het debiet gelijk is gebleven (Q = 769m³/s) en de breedte ook (B = 377m), volgt voor de nieuwe waterdiepte dat h = Q/(Bu) = 769/(377*0,50) = 4,04m [3].

Tot slot volgt het nieuwe verhang uit de Chézy relatie (zie onderdeel a) van deze opgave: $i = u^2/(C^2h) = 0{,}50^2/(48{,}5^2 * 4{,}04) = 2{,}63\text{x}10^{-5}$ [3].

Alternatief 2:
$i = Q^2/(B^2C^2h^3) = 769^2/(377^2 * 48{,}5^2 * 4{,}04^3) = 2{,}68\text{x}10^{-5}$ [6].

Opgave 4 Statistiek (35 minuten)

a) Kans dat de waterstand aan de kust tijdens een storm uiteindelijk minstens 1,3m boven de gemiddelde waterstand uitkomt

Verhoging van de waterstand aan de kust wordt veroorzaakt door de aanlandige component van de wind. Om een verhoging van 1,3m te krijgen, is een windsnelheid W nodig waarvoor geldt dat

$$c_W \frac{W^2}{gh} F = 1{,}3\text{m}$$

[4] waarin $c_W = 3{,}5\text{x}10^{-6}$ (zie algemene gegevens), h is de waterdiepte en F de strijklengte. Omdat het zeewaarts van het plateau zeer diep is, wordt daar geen windopzet van betekenis gegenereerd. Daarom is de strijklengte beperkt tot de lengte van het plateau: $F = 2\text{x}10^5$m [5]. De waterdiepte op het plateau is h = 12,35m (gegeven). Hieruit volgt dat W = 15m/s.

De kans dat deze windsnelheid wordt overschreden tijdens een storm bedraagt volgens de gegeven kansverdeling 5% [1].

b) Kans dat de opzet meer is dan 1,3m tijdens de drie maanden durende werkzaamheden

Deze kans P wordt gegeven door de Poisson verdeling:

$$P = 1 - \exp(-fT)$$

[2] waarin T de duur van de werkzaamheden (0,25 jaar) [2] en f de gemiddelde frequentie waarmee een opzet van 1,3m wordt overschreden. Dit komt voor bij 4% van de stormen (gegeven) en stormen komen voor met een gemiddelde frequentie van 5,13 per jaar. Stormen waarbij een opzet van ten minste 1,3m voorkomt, treden zodoende op met een gemiddelde frequentie van 4% * 5,13 per jaar = 0,2052 per jaar [6]. Invullen in bovenstaande uitdrukking levert P = 5%.

c) Is een tijdelijke kering tot 1,8m boven de gemiddelde waterstand verstandig?

Nee, en dat komt omdat er ook golven in het spel zijn [10]. Bij een lang aanhoudende aanlandige wind met een snelheid van 15m/s en een strijklengte van 200km worden golven gegenereerd met een hoogte van circa 2m. De overhoogte van 0,5m van de kering is volstrekt ontoereikend om onder deze condities golfoverslag in voldoende mate tegen te gaan.

Opgave 5 Golfvoortplanting (35 minuten)

a) Waterdiepte zeewaarts van het plateau.

Met de gegeven golfperiode (T_s = 14s) en golflengte (L = 290m) is de waterdiepte te bepalen uit

$$L = L_0 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad ; \quad L_0 = \frac{gT_s^2}{2\pi}$$

[2] met h de gevraagde waterdiepte. Daaruit volgt dat

$$h = \frac{L}{2\pi}\tanh^{-1}\left(\frac{2\pi L}{gT_s^2}\right)$$

[8] Invullen van de gegeven golfperiode en –lengte geeft h = 83,8m

b) Voortplantingssnelheid van deining in het ondiepe deel.

De volgende drie methoden zijn goed:

- De golflengte op het plateau iteratief bepalen (L = 147,5m) [8], waarna de voortplantingssnelheid c volgt uit $c = L/T_s$ = 10,54m/s [2].

- De golflengte op het plateau bepalen met behulp van de grafiek voor 'shoaling' met h/L_0 = 12,35/306,0 = 0,04 [5]. Daarvoor is L/L_0 = 0,48 zodat L = 147,5m [3] en vervolgens de voortplantingssnelheid berekenen uit $c = L/T_s$ = 10,54m/s [2].

- Uit de grafiek voor 'shoaling' de verhouding c/c_0 aflezen voor h/L_0 = 12,35/306,0 = 0,04: c/c_0 = 0,48 [5]. Vervolgens met $c_0 = L_0/T_s$ = 306,0m/14s = 21,85 m/s [3] berekenen dat c = 10,54 m/s [2].

c) Voortplantingsrichting van deining in het ondiepe deel.

De voortplantingsrichting volgt uit de wet van Snellius [3]: sin θ / c = constant [4]. Hierin is θ de voortplantingsrichting ten opzichte van de normaal op de kust (eigenlijk de dieptelijnen). Zeewaarts van het plateau is $c = L/T_s = 290/14 = 20{,}71$ m/s [1] en is $\theta = 40^0$, zodat sin θ / c = 0,031 s/m.

Op het plateau is de voortplantingssnelheid c_p = 12 m/s (voorgeschreven), zodat daar sin θ_p = 0,031 * 12 = 0,3725. Daaruit volgt dat de voortplantingsrichting θ_p op het plateau gelijk is aan arcsin(0,3725) = $21{,}8^0$ ten opzichte van de normaal op de kust [2].