

Skitseprojektering af bølge-/højvandssikring langs E6 nær Hellstranda

Projekt navn **E6 - Hellstranda**
Projektnr. **1350057430-013**
Version **1.0**

Udarbejdet af **THBU**
Kontrolleret af **STROS**
Godkendt af

1 Baggrund

Dato 09.05.2025

Projektområdet ligger i Trondheimfjorden øst for Trondheim, nær byen Hell. E6-motorvejen kræver en udvidelse for at imødekomme det stigende trafikpres på strækningen. Udvidelsen af motorvejen medfører, at dele vil ligge særligt udsat for bølger og højvandstand og en del af den nye vejstrækning må bygges ud i vandet. I figur 1-1 ses en del af tracéet for den nye motorvejsudvidelse hvor der etableres bølgeafskærmning mod havet.

Nærværende notat har til formål at projektere bølge-/højvandsbeskyttelsen på skitseniveau på baggrund af valgte koncepter valgt til videre behandling i (Rambøll, 2024b). Vejen er som udgangspunkt meget følsom overfor overskyl af bølger. Samtidig tilstræbes det af æstetiske hensyn at undgå en for høj beskyttelse langs vejen, hvorfor et kompromis evt. implementeres hvor vejen lukkes under ekstreme vejrhændelser svarende til f.eks. en 5 års returperiode.

Rambøll
Prinsensgade 11
DK-9000 Aalborg

T +45 5161 1000
<https://dk.ramboll.com>



Figur 1-1: Illustration af projektområdet. Den røde markering viser den del af vejtracéet, som ligger mest kystnært, og som medfører et behov for bølge- og højvandsbeskyttelse (Rambøll, 2024). Baggrundskort fra (Google LLC, 2023).

Rambøll Danmark A/S
CVR NR. 35128417

Medlem af FRI

2 Opsummering af eksisterende notater

Rapporten *Modellering af bølgeforhold ved Hellstranda* (Rambøll, 2024a) dokumenterer simuleringer udført til bestemmelse af bølgeforhold i området. Datagrundlag præsenteres og vurderes, hvorefter modelopsætning beskrives og resultater heraf præsenteres i form af bølgeparametre og vurderinger omkring bølgenes spredning ind i projektområdet.

Herefter præsenteres gængse koncepter for bølge-/højvandsbeskyttelse og et indledende estimat på designtværsnit og kronekote for bølge-/højvandsbeskyttelsen præsenteres baseret på tilladelige overskylsmængder fra Molehåndbogen (Kystverket, 2018) og Vegnormal N200 Vegbygging.

I notatet *Koncepter for optimering af bølge/højvandsbeskyttelse* (Rambøll, 2024b) beskrives potentielle yderligere tiltag til at optimere på tværsnittet for at danne et mere detaljeret grundlag for valg af koncept.

3 Input og antagelser

3.1 Vertikalreference

Alle koter i rapporten og beregningerne relaterer sig til Norsk normalhul, NN2000.

3.2 Designlevetid

Konstruktionen dimensioneres som udgangspunkt for bølgeforhold og vandstand svarende til en hændelse med 200 års returperiode. Dermed naturligvis ikke sagt, at hændelsen ikke kan indtræffe indenfor de 200 år efter udførelse.

Baseret på indledende skitseprojektering af konstruktionens topkote vurderedes det, at koten ønskes sænket på bekostning af lukning af vejen med et tilpas højt interval, f.eks. 5 år. Der udarbejdes således en kompromisløsning, hvor topkoten af beskyttelsen sænkes svarende til denne lukningsfrekvens.

Denne lavere returperiode anvendes udelukkende til topkoteestimering ved overskylsberegninger. Stenskråningens opbygning og nødvendige stenstørrelser, samt bølgevæggens tværsnit dimensioneres udelukkende for 200 års hændelsen.

3.3 Eksisterende forhold

Strækningen består for nuværende af en ca. 800 m lang stenskråningsbeskyttelse med hældning estimeret til 1:3 langs hele strækningen.

3.3.1 Strækningens eksisterende kystbeskyttelse

Området ud for kysten har i dag stor betydning for den lokale fauna og ønskes derfor påvirket mindst muligt. Evt. påvirkning i form af enten direkte fodaftryk fra bebyggelse ud i vandet eller indirekte fodaftryk fra ændringer i havbundsforhold skal kompenseres og dermed minimeres.

3.3.2 Bølgeparametre

I (Rambøll, 2024a) er bølgeparametre for området estimeret for 200 års returperiode. Disse er gengivet i Tabel 3-1. Bølgerne konstateres dybdebegrænsede og det vurderes i rapporten, at de samme bølgeparametre kan anvendes langs hele strækningen. Bølgeparametre er i (Rambøll, 2024a) angivet ved Pkt 1 efter transformation fra dybvandsforhold i modeludtrækket til Pkt. 1 under hensyntagen til en bundhældning på 1:22. Det anbefales endvidere at anvende samme bølgeparametre langs hele sikringsstrækningen (Rambøll, 2024a).

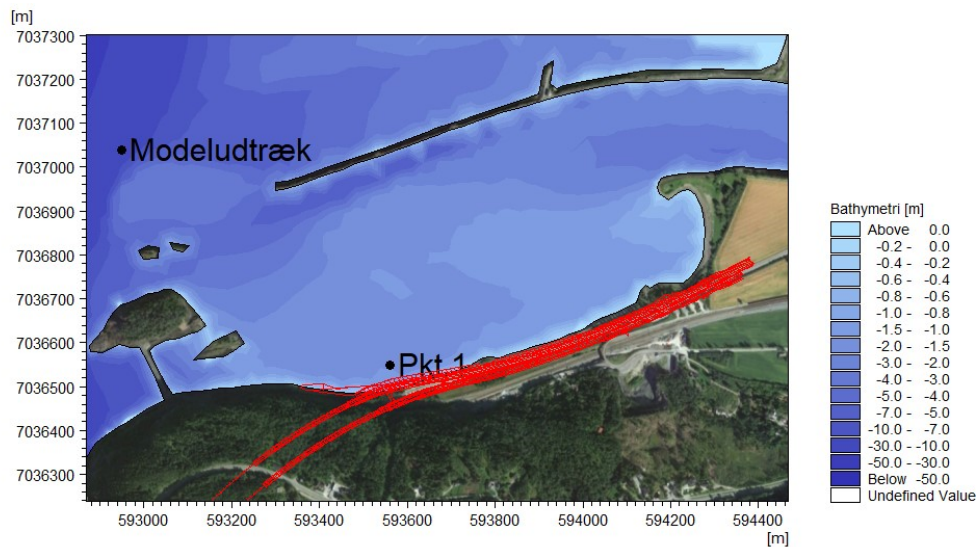
Tabel 3-2 viser vandstand og bølgeparametre for varierende returperiode til brug ved kompromisløsningen med sænket kronekote og periodevis lukning af E6. Den signifikante bølgehøjde, H_s , sættes lig den spektrale signifikant bølgehøjde, H_{m0} . Den dybdebegrænsede bølgehøjde anvendes. Bølgeperioden med den højeste energi, T_p , angives ligeledes sammen med højvandstanden.

Tabel 3-1: Bølgeparametre i Pkt 1 (jf. Figur 3-1) anvendt i beregninger af nødvendig dæklagsstenstørrelse samt kronekote langs hele strækning.

Sign. Bølgehøjde, H_{m0}	Peak bølgeperiode, T_p
3,6 m	8,8 s

Tabel 3-2: Bølgeparametre og vandstand ved varierende returperioder, T_R .

Vindretning [°N]	T_R	Bølgeparametre, udtrækspunkt 'Modeludtræk'		Dybdebegrænset bølgehøjde, Pkt. 1	Vandstand, inkl. Sikkerhedsklasse 2 og klimatillæg
		H_{m0} [m]	T_p [s]	H_{m0} [m]	WL [m]
270	1	2,7	6,2	2,5	+2,36
300	1	2,7	6,1		
270	5	3,6	6,9	2,8	+2,51
300	5	3,6	6,8		
270	10	4,0	7,5	2,9	+2,58
300	10	4,0	7,4		
270	20	4,5	7,8	3,1	+2,64
300	20	4,4	7,7		
270	50	5,2	8,2	3,2	+2,72
300	50	5,1	8,0		
270	100	5,8	8,8	3,3	+2,77
300	100	5,6	8,6		
270	200	5,9	8,8	3,6	+2,82
300	200	5,8	8,7		



Figur 3-1: Placering af modeludtræk og Pkt 1. Med rød ses en del af linjeføringen for motorvejen. Baggrundskort fra Google.

3.3.3 Vanddybde og vandstand

Søværts for den planlagte bølge-/højvandsbeskyttelse findes et område ca. 1-200 m ud for kysten, med dybde på ca. 1,65 m. Havbunden vurderes at hælde ca. 1:22 (Rambøll, 2024a) ud for dette område. Forudsatte vanddybder og bundhældninger i nærværende notat er dog baseret på foreliggende data og er derfor behæftet med usikkerhed. Der pågår dog opmålinger som potentielt kan medføre at skitsetegningerne bør opdateres.

Tabel 3-3 angiver vandstande under forskellige tidevandssituationer, ekstremforhold og ift. sikkerhedsklasserne opgivet i TEK10/17. Sikkerhedsklasse 2 anvendes svarende til +282 cm højvande i en 200 års hændelse. Den samme justering af vandstanden på 48 cm anvendes for lavere returperioder i kompromisløsningen med sænket returperiode.

Tabel 3-3: Vandstandsforhold i Trondheim jf. Kartverket (Kartverket, 2021). Inklusiv resulterende havspejlsstigninger som følge af klimaændringer. Gengivet fra (Rambøll, 2024a).

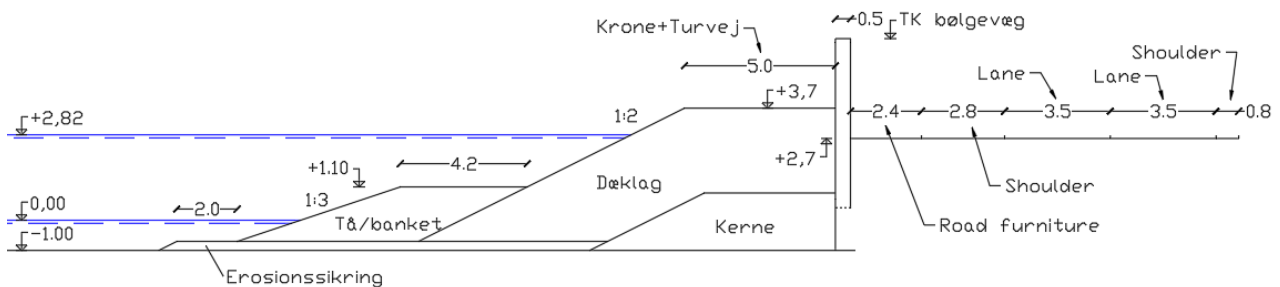
Vandstandssituation	Vandstand [cm NN2000]
Sikkerhedsklasser (TEK10/17) inkl. klimatillæg:	
Sikkerhedsklasse 3	+293
Sikkerhedsklasse 2	+282
Sikkerhedsklasse 1	+265
Ekstremforhold:	
Højvande med 1000 års returperiode	+244
Højvande med 200 års returperiode	+234
Højvande med 20 års returperiode	+216
Tidevandsforhold:	
Højeste Astronomiske Tidevand (HAT)	+172
Middelhøjvande – Spring (MHVS)	+119
Middelhøjvande – Nip (MHVN)	+55

Middelvande (MV)	-5
Middellavvande – Nip (MLWN)	-66
Middellavvande – Spring (MLWS)	-130
Laveste Astronomiske Tidevand (LAT)	-174

4 Snit til gennemregning

Baseret på vurderinger og anbefalinger i både (Rambøll, 2024a) og (Rambøll, 2024b), samt input fra miljøspecialister og vejspecialister omkring koter og udformning, er snittet angivet på Figur 4-1 valgt til videre bearbejdning i form af skitseprojektering af bølgevæggen. Bemærk, at turvejen (cykel/gangsti) ikke forudsættes at kunne etableres ovenpå dæklagets krone.

Grundet de forholdsvis konstante dybde- og bølgeforhold i området varieres snittet ikke langs strækningen. Det bemærkes, at vanddybden er ca. 1,0 langs fremtidig stenskråning. Vejkoten varierer dog, hvilket der skal tages hensyn til i 3d-detailoptegningen af vej og bølge-/højvandsbeskyttelsen.



Figur 4-1: Tværsnit anvendt i beregning af kronekote og stenskråningsopbygning.

5 Stenskråningsdesign

Stenskråningen vist på Figur 4-1 består af et dæklag og kernemateriale. Kernematerialet består af sprængsten for at opbygge midten af tværsnittet med forholdsvis billigt materiale. Dæklaget beskytter kernematerialet mod udvaskning grundet bølgepåvirkning. Foran skråningen etableres en kombination af tå og banket. De to dele kombineres idét tåen skal laves meget tyk ift. vanddybden grundet den store bølgehøjde ift. vanddybde. Nederst findes et erosionssikringslag, som beskytter tåen mod underminering grundet bølgepåvirkning.

Van der Meers metode modificeret af Van Gents anvendes til at fastsætte nødvendig stenstørrelse i dæklaget (USACE, 2006). Metoden anvendes også på tå/banketten i Bilag 3. Tå/banketten tjekkes på den sikre side for skråningsstabilitet grundet dens størrelse ift. vanddybden. Tåen tjekkes ligeledes for scour ved Van der Meers metode. Herefter anvendes gængse kriterier til beregning af lagtykkelser og yderligere stenstørrelser baseret på dæklagets middel stenstørrelse.

Stenskråningen dimensioneres udelukkende for 200 års ekstremhændelsen.

5.1 Input til skråningsdesign

Metoden baseres på input opsummeret i Tabel 5-1. Beregningsgangen er dokumenteret i Bilag 2 for hoveddelen af skråningen og Bilag 3 for tå/banketdelen af skråningen.

Stensætningen opbygges med hældning 1:3 i den nederste del (tå/banket) og 1:1,5 i den øverste del. Når igangværende dybdemålinger af strækningen færdiggøres, bør input i beregningen gennemgås og opdateres.

Gennemsnittet af de 2% højeste bølger, $H_{2\%}$, har betydelig indflydelse på nødvendig stenstørrelse i skråningen. Den estimeres ved Battjes and Groenendijks metode beskrevet i (CIRIA C683, 2012). Middelbølgeperioden sættes til 87% af peak bølgeperioden. Beregningsgangen for estimering af $H_{2\%}$ er dokumenteret i Bilag 1.

Tabel 5-1: Parametre anvendt til estimering af stenstørrelser i stenskråningen.

Parameter	Symbol	Øverste sektion	Tå/banket
Sign. bølgehøjde	H_s	3,6 m	3,6 m
Peak bølgeperiode	T_p	8,8 s	8,8 s
Middel bølgeperiode	T_m	7,9 s	7,9 s
Vanddybde	h	1,65 m	1,65 m
Højvandsstand	Δh	+2,82 m	+2,82 m
Havbundshældning	m	22	22
Hældning af stenskråningen	a	1:1,5	1:3
2% bølgehøjde	$H_{2\%}$	4,86 m	4,86 m
Permeabilitet af stenskråningen	P	0,5	0,6
Accepteret skadesniveau	S_d	2	2
Vægtfylde af stenmateriale	ρ	2650 kg/m ³	2650 kg/m ³

5.2 Resulterende skråningsdesign

Stenstørrelser og lagtykkelser beregnet med de i Tabel 5-1 angivne input er vist i Tabel 5-2. Skråningsbeskyttelsen er vist sammen med bølgevæggen i det endeligt anbefalede snit i Figur 8-1.

Tabel 5-2: Stenstørrelser og lagtykkelser i stenskråningen.

	Middelvægt af sten	Middeldiameter af sten	Tykkelse af lag
Dæklag	7000 kg	140 cm	280 cm
Kerne	190 kg	45 cm	-
Tå/banket	2200 kg	95 cm	180 cm
Erosionssikring		12 cm	Min. 30 cm

6 Fastsættelse af bølgevæggens topkote

Bølgevæggens topkote styres af det tilladelige overskyl på 0,05 l/s/m behandlet i (Rambøll, 2024a). Overskyllet estimeres ved anvendelse af semiempiriske formler for overskyl fra *Eurotop – Manual on wave overtopping of sea defences and related structures* (Van der Meer, et al., 2018). Nærmere bestemt formel (6.6) og (5.12). Bilag 5 dokumenterer beregningsgangen for estimeret nødvendig topkote af bølgevæggen ved de to førnævnte formler. Det neurale netværk nævnt i (Rambøll, 2024a) til

estimering af bølgeoverskyl giver urealistisk høje topkoter for bølgevæggen og tages således ikke i betragtning.

Formel 6.6 er udviklet til anvendelse på stenskråninger med hældning 1:2 til 1:1,3. Formlen er således umiddelbart på den konservative side da den mindre stejle første sektion af skråningen vil medføre lavere overskyl. Indflydelse fra banket medtages ved implementering af en faktor baseret på bankettens bredde samt den signifikante bølgehøjde. Effekten af en parapets (eller næse på væggen der leder overskylsvand tilbage mod havet) indflydelse på den nødvendige kronekote kan ikke estimeres baseret på formel (6.6).

Formel (5.12) er udviklet til impermeable konstruktioner, f.eks. dige med hældning omkring 1:3. Formlen modificeres til brug ved stenskråninger ved implementering af en ruhedskoefficient svarende til et stenlag på skråningen. Formlen modificeres for tilstedeværelsen af en banket med en faktor baseret på dennes geometri.

6.1 Topkote iht. vejledning

Ved anvendelse af de nævnte formler er nødvendige topkoter for bølgevæggen vist på Figur 4-1 bag stenskråningen estimeret og præsenteret i Tabel 6-1.

Tabel 6-1: Estimerede topkoter til sikring af motorvej E6 mod overskyl under ekstremhændelse med 200 års returperiode. Inkl. klimatillæg på vandstanden jf. afsnit 3.3.3.

Formel (Van der Meer, et al., 2018)	Topkote uden parapet [m]	Topkote med parapet [m]
6.6 (stenskråning, 1:2)	11,5	N/A
5.12 (ruhedskorrigeret dige, 1:3)	6,6	6,5

6.2 Kompromis med reduceret topkote

For at muliggøre sænkning af kronekoten på bølgevæggen af æstetiske og konstruktionsmæssige årsager, indføres et kompromis, hvor væghøjden sænkes til kote +5,5 og det accepteres, at vejen må lukkes i perioder med ekstreme vejrforhold. Den nødvendige returperiode for lukning estimeres ved at iterere bølgeoverskylsberegningerne med forskellige returperioder indtil de 0,05 l/s/m netop overholdes.

Tabel 6-2 viser returperioden (og overskyllet i parentes) for lukning af vejen ved implementering af topkote for bølgeskærmen i kote +5,5. Returperioderne vælges mellem 1, 5, 10, 20, 50, 100 og 200 år. Andre perioder kan undersøges ved behov.

Tabel 6-2: Estimeret returperiode for lukning af E6 givet topkote for bølgevæggen på +5,5 m NN2000 samt overskyl under 0,05 l/s/m. Inkl. klimatillæg på vandstanden jf. afsnit 3.3.3.

Formel (Van der Meer, et al., 2018)	Topkote uden parapet [m]	Topkote med parapet [m]
6.6 (stenskråning, 1:2)	<1 år	N/A
5.12 (ruhedskorrigeret dige, 1:3)	5 år (0,03 l/s/m)	10 år (0,04 l/s/m)

7 Effekt af rumlig afstand i bufferareal mellem bølgevæg og vejbane

Som beskrevet i (Rambøll, 2024a), kan kronekoten for bølgevæggen teoretisk sænkes ved indførelse af dræn på arealet mellem vejen og væggen, da drænet hindrer overskyl i at løbe ind på vejen. Således vil kun overskylltet, der sprøjter direkte ud på vejen, belaste trafikken.

Overskylsformlen anvendt (6.19 i (Van der Meer, et al., 2018)) er baseret på forsøg udført for stenskråninger med hældning 1:2. Ændringer i denne hældning vil således medføre en usikkerhed på effekten af bufferarealet.

Det konstateres dog i Bilag 5, at den store højdeforskel på vejboten og bølgevæggens kronekote, gør at reduktionen i overskyllet først starter ca. 6 m bag væggen. Da vejen planlægges udført ca. 5 m fra væggen, opnås således ingen kronekotereduktion grundet rumlig fordeling af overskyllet.

8 Topkote og dimensionerende snit for bølge-/højvandsbeskyttelsen

I det følgende bestemmes designtværsnit for stenskråningen og bølgevæggen baseret på resultaterne fra afsnit 5 og 6.

Resultater for topkoteestimering baseret på formel (5.12) anvendes idét det vurderes, at formel (6.6), der er beregnet til gængse molekonstruktioner i hældning 1:2 uden bølgevæg og bagland, overestimerer den nødvendige kronekote markant.

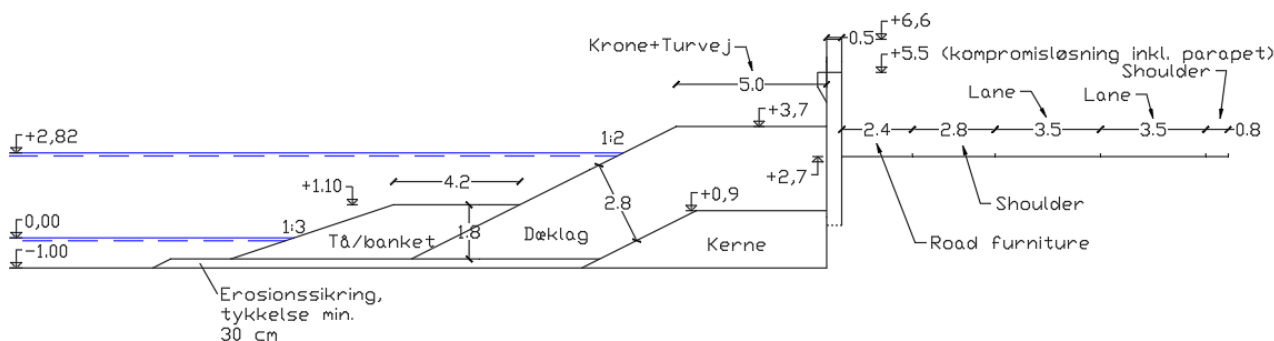
Det understreges, at den anbefalede topkote for bølgevæggen er baseret på semiempiriske formler der er udviklet til anvendelse over en bred vifte af konstruktioner, hvorfor der må forventes en vis usikkerhed. Derfor bør der ifm. en detailprojektering udføres modelforsøg eller modellering af overskyllet for at eliminere nogen af usikkerhederne ved brug af standardformler.

8.1 Topkote for en 200 års returperiode

Det maksimale overskyl på 0,05 l/s/m overholdes for de i Tabel 6-1 angivne kombinationer af topkote +6,6 uden parapet og +6,5 m med parapet. Det anbefales at anvende en løsning uden parapet svarende til topkote af bølgevæggen i kote +6,6 m. Løsningen er skitseret i Figur 8-1.

8.2 Kompromis med reduceret topkote og periodisk lukning af vejbane

Som kompromis mellem bølgevæggens højde, stenskråningens udbredelse ud i vandet, samt begrænsning af overskyllet under ekstremhændelser foreslås en løsning som vist på Figur 8-1 hvor bølgevæggens topkote sættes til +5,5 m og en parapet indføres. Til gengæld accepteres lukning af den ene vejbane ved ekstremhændelser med returperiode på omkring 10 år.



Figur 8-1: Design tværsnit for bølge-/højvandsbeskyttelse.

9 Intern bæreevne af væggen

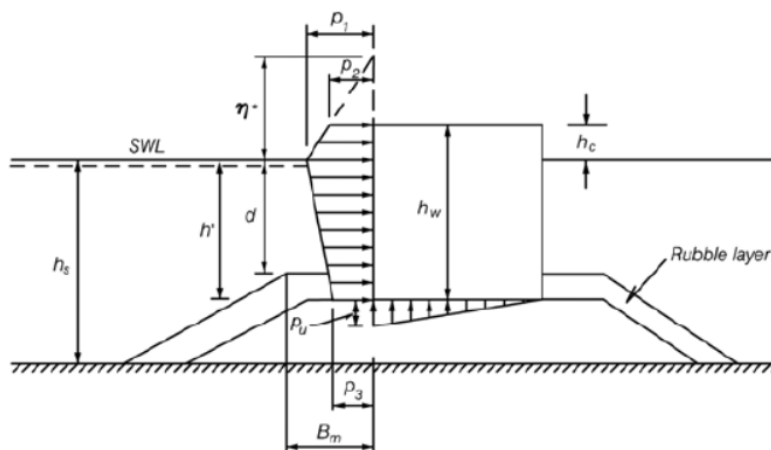
Væggen tænkes udført i armeret beton med påklistede støjhæmmende paneler på landsiden. I dette kapitel estimeres bølgelasterne på væggen ved hjælp af Godas formel beskrevet i (USACE, 2006). Beregningen er dokumenteret i Bilag 6. Herefter dimensioneres væggens tværsnit efter DS/EN 1992 Bilag 7.

Uanset valgt løsningsmodel for returperiode på kritisk hændelse, dimensioneres væggen for en 200 års ekstremhændelse. Væghøjden bør dog nedjusteres hvis kompromisløsningen for overskyl vælges.

9.1 Bølgelast på væggen

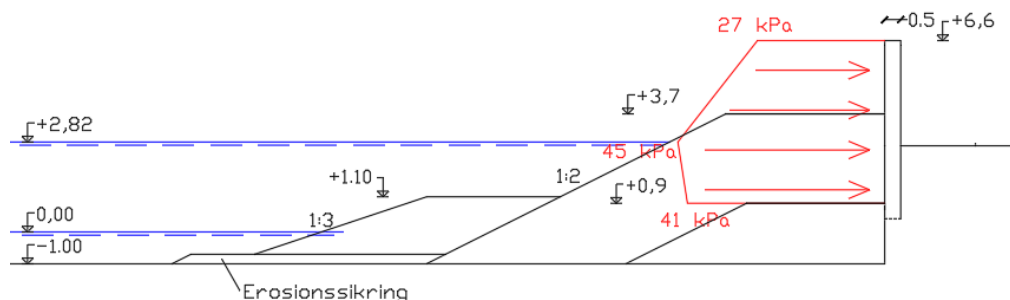
Godas formel anvendes med input som vist på Figur 9-1. Det antages, at kernematerialet optager lasterne uden at videreføre dem til væggen derfor stoppes belastningen af væggen i overgangen til kernematerialet. Lasterne bør i designfasen eftervises ved modelforsøg for at optimere vægdesignet både mht. indvendig bæreevne, men også totalstabilitet.

Højden af væggen, h_w , sættes til højden fra toppen af væggen og ned til daglig vande i kote 0,00.



Figur 9-1: Definition af geometriske input og resultater fra Godas formel for bølgelaster på en vertikal væg.

Således fås belastning af væggen som vist på Figur 9-2 idét topkote svarende til 200 års returperiode for ekstremhændelsen konservativt anvendes.



Figur 9-2: Trykfordeling fra bølgepåvirkning af bølgevæggen overlagt dimensionerende snit fra topkoteestimering med 200 års returperiode på ekstremhændelsen.

9.2 Dimensionering af væggens tværsnit

Som dokumenteret i Bilag 7 eftervises væggens tværsnit ved påvirkning som vist i Figur 9-2. Snittet i overgangen mellem dæklag og kernefyld undersøges for kapacitet ift. moment fra bølgelast. Momentet findes på den sikre side som angivet nedenfor.

$$\frac{45 \text{ kPa} + 27 \text{ kPa}}{2} * \frac{(6,6\text{m} - 0,9\text{m})}{2} = 102 \text{ kNm/m}$$

Efterfølgende anvendes ULS partialkoefficient på 1,5 på momentet i beregningerne.

Forskydningsbrud undersøges ikke, da bøjning vurderes mere kritisk grundet den lange momentarm.

Baseret på belastningen, er en 0,5 m tyk væg armeret med Y16/150 i træksiden (havsiden) tilstrækkeligt til at optage bølgelasterne. Minimumsarmering vurderes tilstrækkeligt i landsiden. Det understreges dog, at der ifm. detaljeprojektet bør udføres forsøg eller simulering af bølgelasterne da de angivne resultater bases på formler der anvendes på grænsen af deres gyldighedsområde. Ydermere pointeres det, at tværsnittet af bølgevæggen kan sænkes, eller armeres mindre, jo højere man betragter den idét momentarmen fra bølgelasten falder med højden.

10 Forbehold samt diskussion af anvendt fremgangsmåde

I det følgende gengives diskussion af metoder for bølgegenerering og skitseprojektering af bølge-/højvandsbeskyttelsen fra (Rambøll, 2024a).

- Bølgebrydning på lavt vand: Bølgebrydning på lavt vand ændrer fordelingen af bølgehøjder fra den typiske Rayleigh-fordeling. Dette resulterer i en ikke-homogen fordeling af bølgehøjder med både brudte og ikke-brudte bølger. Som følge heraf kan kronekoten overestimeres en smule, da EurOtop-metoden er baseret på modeller, der ikke fuldt ud tager højde for denne dynamik. Øget vanddybde sammenlignet med det forudsatte i nærværende analyser eller øget hældning af kysprofilet vil medføre øget bølgehøjde og derved højere kronekote.
- Effekt af gangsti på bølge-/højvandsbeskyttelsen: Hvis en gangsti etableres på toppen af bølge-/højvandsbeskyttelsen, vil permeabiliteten af bølge-/højvandsbeskyttelsen reduceres. Dette kan resultere i en forøgelse af bølgeoverskyllet, da mere vand kan overskylle bølge-/højvandsbeskyttelsen.
- Kronebredde af bølge-/højvandsbeskyttelsen: På det kritiske snit i figur 5.1 er kronebredden angivet til 3 m, hvilket er mindre end den typiske kronebredde på 3·Dn50 (hvor Dn50 er

estimeret til 1,45 m). Den mindre kronebredde kan yderligere forøge bølgeoverskyllet ifølge (EurOtop et al., 2018).

- Middeloverskylsraten vs. største bølge: De anvendte formler estimerer middeloverskylsraten, men den største bølge i den dimensionerende storm kan give betydeligt mere overskyl end middeloverskylsraten angiver. Dette er vigtigt at overveje i forhold til potentiel skade på både bølge-/højvandsbeskyttelsen og vejbanen.

Samlet set indikerer de nævnte usikkerheder et behov for forsigtighed. Hertil anbefales det at der ifm. detailprojekteringen gennemføres yderligere undersøgelser for at sikre, at kronekoten og andre sikkerhedsmæssige foranstaltninger er tilstrækkelige til at beskytte både bølge-/højvandsbeskyttelsen og den tilstødende vejbane under forskellige vejforhold og returperioder. Brug af de nævnte metoder indebærer en vis grad af forenkling af den reelle situation. Jo mere konstruktionen eller designbetingelserne afviger fra de idealiserede konfigurationer, der blev testet for at udvikle metoderne og værktøjerne, desto større vil usikkerhederne være.

Det anbefales at der ifm. detailprojekteringen gennemføres validering af tværsnittet ved anvendelse af stedsspecifikke fysiske modeltests, hvilket er samme anbefaling som i (EurOtop et al., 2018). Ifm. modeltests bør der inkluderes eventuelle effekter fra indhak, hjørner mv. langs vejtracéet, hvilket potentielt kan øge bølgeoverskyl sammenlignet med 2D-situationen.

Som tillæg til ovenstående påpeges, at de to anvendte formler for topkoteestimering baseret på overskyl af bølgevæggen giver markant forskellige resultater hvoraf det mest gunstige anvendes. De to formler opsummeres kort:

- Den ugunstige formel (6.6) er udviklet til en molekonstruktion uden bølgevæg og bagland. Ydermere bygger den på forsøg udført på en stejl molekonstruktion med hældning 1:2 til 1:1,3 i modsætning til den anvendte hældning for den nederste del af nærværende konstruktion på 1:3. Bølgevæggenes indflydelse medtages ved at antage at molens topkote svarer til bølgevæggenes.
- Den gunstige formel (5.12) er udviklet til brug ved impermeable diger o.l. med hældning 1:3. Der korrigeres for forskellen i ruhed samt for tilstedeværelsen af bølgevæg og kronebredde.

Anvendelse af den gunstige formel vurderes acceptabel, da de forhold formelen er udviklet til bedre repræsenterer situationen ved Hellstranda. Her tænkes primært på at der indføres en impermeabel væg ned igennem stenskråningstoppen og at kronebreddens øgede udbredelse grundet turvejen medtages direkte. Ydermere medtages bølgevæggenes effekt direkte i den gunstige formel i modsætning til den ugunstige formel hvor effekten inkluderes ved en fiktiv forøget topkote. Inklusionen af kronebreddens udbredelse inkluderes dog via en faktor som det er usikkert hvorvidt er udviklet til at indgå i formlen på den form den anvendes. Faktoren anvendes for middeloverskyl, men er udviklet til maks. overskyl. Dette understreger nødvendigheden af fysiske modelforsøg eller modellering i en detailfase.

Som nævnt i notatet er den nederste hældning vinklet 1:3 for at ændre reflektionsforholdene så lidt som muligt, mens den øverste hældning er vinklet 1:1,5 for at mindske det fysiske fodaftryk af konstruktionen. Dette kompromis indføres for at mindske det fysiske fodaftryk, men den egentlige refleksion må forventes at afhænge af begge hældninger samt af indførslen af en impermeabel væg, der reflekterer mere energi end for nuværende.

Mht. estimeret returperiode for lukning af vejen understreges det, at returperiode på 10 år ikke udelukker at en hændelse der kræver lukning af vejen kan opstå flere gange på 10 år. Der er således

ikke tale om en specifik periode hvorimellem vejen sikres åben, men derimod et statistisk begreb for hvor ofte en hændelse kan forventes at indtræffe.

Endelig pointeres omkring bølgelaster, at der ved estimering af lasten på væggen er gjort nogen antagelser der medfører usikkerhed på resultaterne. Usikkerheden er forsøgt mitigeret ved konservative antagelser, men det anbefales at udføre forsøg eller modellering i detailfasen for at validere tværsnittet. Eksempler på usikkerheder i beregningen af væggens tværsnit er:

- Godas formel er anvendt til lastbestemmelse. I designfasen bør modelforsøg eller simulering udføres for at validere beregningerne.
- Momentkapaciteten af bølgevæggen er beregnet i ét snit - i bunden med momentet fra hele væggenes højde. Tværsnittet kan i princippet gøres mindre jo højere på væggen det betragtes. Dette kan optimeres i detailprojekteringen, men antagelsen er konservativ.

11 Bilag

Bilag 1	Estimat af $H_{2\%}$
Bilag 2	Front slope stability, top slope
Bilag 3	Front slope stability, bottom slope
Bilag 4	Toe stability
Bilag 5	OverskylsberegningV4
Bilag 6	Bølgelaster på bølgevæg
Bilag 7	Momentbæreevne af bølgevæg
Bilag 8	Bølge og vandstandsparametre ved varierende returperioder

Estimat af H2% iht. til Batjjes and Groenendijk, 2002 (CIRIA 683C, BOX 4.4)

Projekt navn	E6 Hellstranda - Nye Veier
Projekt nummer	1350057430
Udført af	THBU
Dato	12-09-2024
Kontrol	
Dato	



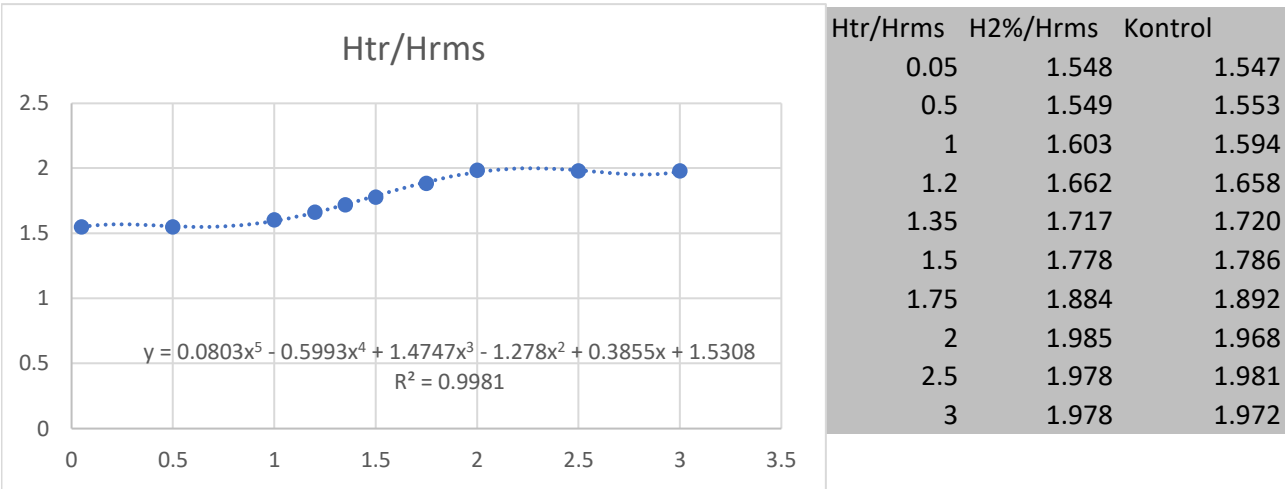
Modelleret Hm0	Hsm	=	5.90 m
Dybdebegrænset Hs	Hs	=	3.60 m
Anvendt Hs	Hsa	=	3.60 m
Vanddybde ekskl. setup	h	=	4.42 m
Hældning af havbund	a	=	22.00
Bølgeperiode, middel	Tm	=	7.66 s

Hs			
Beregninger	Htr	=	2.712
	Hrms	=	3.015
	Htr/Hrms	=	0.900
	H2%/Hrms	=	1.592
	H2%	=	4.800

H2%/Hs faktor	H2%/Hsm	=	1.33
---------------	---------	---	------

Hsm (ikke dybdebegrænset)			
Beregninger	Htr	=	2.712
	H0rms	=	3.394

Estimeret setup	η	=	0.86 m
-----------------	--------	---	--------



Project: 1350057430
 Customer: XX
 Worksheet: XX
 Reference: THBU
 Date: 05-09-2024
 Section: XX

General note: The stone sizes defined by Hudson SPM77 and Hudson SPM84 only serves as a reference and should not be used. The main formula work is based on Van de Meer.

General Parameters

Hs	Significant wave height
pa	Mass density of armour blocks
pw	Mass density of sea water
Δ	Submerged specific density of armour blocks
a	Slope
KD	Stability coefficient
M ₅₀	Medium mass of armour blocks
Dn ₅₀	Equivalent cube length of median block
P	Porosity
Sd	Damage level
sm	wave steepness
x	Surf similarity parameter
n	Number of waves

Design assumptions, geometric

Water depth (MSL):		$h_{MSL} := 1.65 \cdot m$
Tide:		$\Delta h_{tide} := 2.82 \cdot m$
Surge and Wave setup:		$\Delta h_{surge} := 0 \cdot m$
Total water depth	$h := h_{MSL} + \Delta h_{tide} + \Delta h_{surge}$	$h = 4.47 \cdot m$

Design assumptions, hydraulic

Inclination of seabed (1/m):		$m. := 22$
Max. Significant wave height:	$Hs_{depth} := 0.56 \cdot \exp\left(3.5 \cdot \frac{1}{m.}\right) \cdot h$	$Hs_{depth} = 2.93 \cdot m$

Note: The maximum significant wave height is overruled by the modelled significant wave height, if the modelled significant wave height is smaller.

Modelled significant wave height:		$Hs_{model} := 3.6 \cdot m$
Significant wave height:	$Hs := \min(Hs_{model}, Hs_{depth})$	$\boxed{Hs} := Hs_{model} \quad Hs = 3.60 \cdot m$
Significant wave height at toe:		$Hs_{Toe} := Hs$
Wave height, H2%:	$H_{02} := 1.35 \cdot Hs_{Toe}$	$H_{02} = 4.86 \cdot m$
Peak wave period:		$Tp := 8.8 \cdot s$
Mean wave period, Tm:	$Tm := 0.87 \cdot Tp$	$Tm = 7.66 \cdot s$
Mean energy wave period:	$T_E := 0.9 \cdot Tp$	$T_E = 7.92 \cdot s$

NOTE: The conversion from T_p to T_{01} is only valid for deep water wave spectre (JONSWAP). When using T_{01} in a shallow water case the period should be determined locally. See tabe 4.12 in the Rock Manual to see the relation between T_p and T_{01} for a JONSWAP spectrum.

Water depth theory: $h > 3 \cdot H_{S_{Toe}} = 0$ 0 = shallow water; 1 = Deepwater

Storm/high water duration: $\Delta t := 3 \cdot hr$

NOTE: The number of waves, N , in the Van der Meer formula depends on this value

Density of Armour rocks and sea water

Armour rocks $\rho_a := 2650 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Filter materials $\rho_f := 2650 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Sea water $\rho_w := 1025 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Specific density of armour rocks $\Delta := \frac{\rho_a}{\rho_w} - 1$ $\Delta = 1.59$

Cross section levels

Proposed Crest level $z_{crest} := \Delta h_{tide} + \Delta h_{surge} + 1.5 \cdot H_s$ $z_{crest} = 8.22 \text{ m}$

Note: If the proposed crest level is higher than the design level, wave overtopping can be an issue and must be considered.

Armour Layer stability

Front slope: $a := 1.5$
 $\alpha := \text{atan}\left(\frac{1}{a}\right)$ $\alpha = 33.7 \text{ deg}$

Permeability, jf. Figure VI-5-11, CEM: $P := 0.5$

Damage level, jf. Table 5.23 Rock manual: $S_d := 2$

EM 1110-2-1100 (Part VI)
Proposed Publishing Date: 30 Apr 03

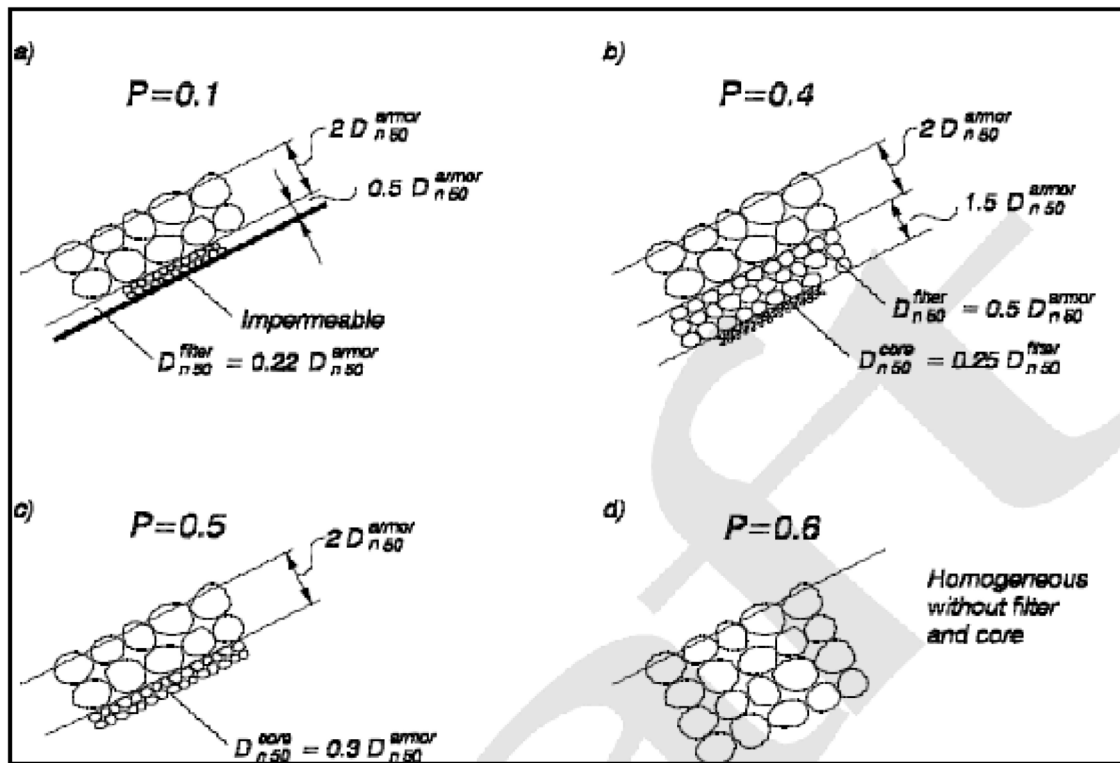


Figure VI-6-11. Notational permeability coefficients (van der Meer 1988)

Table 5.23 Design values of the damage parameter, S_d , for armourstone in a double layer

Slope (cot α)	Damage level		
	Start of damage	Intermediate damage	Failure
1.5	2	3-5	8
2	2	4-6	8
3	2	6-9	12
4	3	8-12	17
6	3	8-12	17

Hudson, SPM77

Breaking waves:

$$i := 0 \dots 1$$

$$Kd77_0 := 3.5$$

Nonbreaking waves:

$$Kd77_1 := 4.0$$

Weight of stones, M50:

$$M_{Hud77_i} := \rho_a \cdot \frac{Hs^3}{Kd77_i \cdot \Delta^3 \cdot a}$$

$$M_{Hud77_0} = 5910 \text{ kg}$$

$$M_{Hud77_1} = 5171 \text{ kg}$$

Size of stones, Dn50:

$$d50_{Hud77_i} := \sqrt[3]{\frac{M_{Hud77_i}}{\rho_a}}$$

$$d50_{Hud77_0} = 1.31 \text{ m}$$

$$d50_{Hud77_1} = 1.25 \text{ m}$$

Hudson, SPM84

Breaking waves

$$i := 0 \dots 1$$

$$Kd84_0 := 2$$

Nonbreaking waves

$$Kd84_1 := 4.0$$

Weight of armour stones, M50:

$$M_{Hud84_i} := \rho_a \cdot \frac{(1.27 \cdot Hs)^3}{Kd84_i \cdot \Delta^3 \cdot a}$$

$$M_{Hud84_0} = (2 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$M_{Hud84_1} = (1 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

Size of armour stones, Dn50:

$$d50_{Hud84_i} := \sqrt[3]{\frac{M_{Hud84_i}}{\rho_a}}$$

$$d50_{Hud84_0} = 2.00 \text{ m}$$

$$d50_{Hud84_1} = 1.59 \text{ m}$$

NOTE: Hudson covers both deep water and shallow water conditions. It is only valid for non-overtopped and permeable structures. For SPM84 the design wave is $H1/10=1.27Hs$ instead of Hs

Van der Meer (ROCK CEM VI-5-68 and -69 p. VI-5-66)

Note: The formula is modified by use of Van Gent so that the method is valid for deep water ($h > 3H_{s-toe}$) and shallow foreshore.

Wave length (deep): $L_o(T) := \frac{g}{2 \cdot \pi} \cdot T^2$ $L_o(T_m) = 91 \text{ m}$

Wave steepness $sm(T) := \frac{H_s}{L_o(T)}$ $sm(T_m) = 0.039$

Surf similarity $\xi_m(T) := \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{sm(T)}}$ $\xi_m(T_m) = 3.36$

$$\xi_s(T) := \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T^2}}} \quad \xi_s(T_E) = 3.48$$

Critical ξ_m , plunging/surging waves: $\xi_{cr} := \left(6.2 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan(\alpha)}\right)^{\frac{1}{P+0.5}}$ $\xi_{cr} = 4.08$

Rigth hand side of Van der Meer equation (Breakwaters and closure dams 7.11 and 7.12 p. 112)

Determining C_{pl} and C_s : $C_{pl} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } h > 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\| \begin{array}{l} 6.2 \\ \text{if } h < 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\| \begin{array}{l} 8.4 \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\|$ $C_{pl} = 8.40$

$$C_s := \left\| \begin{array}{l} \text{if } h > 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\| \begin{array}{l} 1 \\ \text{if } h < 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\| \begin{array}{l} 1.3 \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| \quad C_s = 1.30$$

Number of waves:

$$N(T) := \left\| \begin{array}{l} \text{if } h > 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\| \begin{array}{l} \min\left(7500, \frac{\Delta t}{T}\right) \\ \text{if } h < 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\| \begin{array}{l} \min\left(3000, \frac{\Delta t}{T}\right) \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| \quad N(T_E) = 1364$$

$$temp(T) := \begin{cases} \text{if } h > 3 \cdot Hs_{Toe} \\ \quad \text{if } \xi_m(T) < \xi_{cr} \\ \quad \quad \left| c_{pl} \cdot P^{0.18} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N(T)}} \right)^{0.2} \cdot \xi_m(T)^{-0.5} \right| \\ \quad \text{if } \xi_m(T) > \xi_{cr} \\ \quad \quad \left| c_s \cdot P^{-0.13} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N(T)}} \right)^{0.2} \cdot \sqrt{\cot(\alpha)} \cdot \xi_m(T)^P \right| \\ \text{if } h < 3 \cdot Hs_{Toe} \\ \quad \text{if } \xi_s(T) < \xi_{cr} \\ \quad \quad \left| c_{pl} \cdot P^{0.18} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N(T)}} \right)^{0.2} \cdot \left(\frac{Hs}{H_{02}} \right) \cdot \xi_s(T)^{-0.5} \right| \\ \quad \text{if } \xi_s(T) > \xi_{cr} \\ \quad \quad \left| c_s \cdot P^{-0.13} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N(T)}} \right)^{0.2} \cdot \left(\frac{Hs}{H_{02}} \right) \cdot \sqrt{\cot(\alpha)} \cdot \xi_s(T)^P \right| \end{cases}$$

Weight of armour stones, Dn50:

$$d50_Meer(T) := temp(T)^{-1} \cdot \frac{Hs}{\Delta}$$

$$M_Meer(T) := d50_Meer(T)^3 \cdot \rho_a$$

$$M_Meer(T_E) = 6982 \text{ kg}$$

Critical waveperiod

Accuracy factor:

$$a_f := 0.0$$

Determining T_c :

$$T_n := \begin{cases} \text{if } h > 3 \cdot Hs_{Toe} \\ \quad T_m \\ \text{if } h < 3 \cdot Hs_{Toe} \\ \quad T_E \end{cases}$$

$$T_c := T_n$$

SolverGuessValues

$$\begin{cases} (1 - a_f) \cdot T_n < T_c < (1 + a_f) \cdot T_n \\ T_c := \text{Maximize}(M_Meer, T_c) \end{cases}$$

$$T_c = 7.92 \text{ s}$$

Armour layer specification, weight

Mean weight, M50,armour:	$M_{50.armour} := \text{Round} (M_Meer (T_c), 1 \cdot \text{kg})$	$M_{50.armour} = 6982 \text{ kg}$
Weight, M10,armour	$M_{10} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(0.156 \cdot \left(M_{50.armour} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{1.16} \right)$	$M_{10} = 4489 \text{ kg}$
Weight, M70,armour	$M_{70} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(2.52 \cdot \left(M_{50.armour} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{0.92} \right)$	$M_{70} = 8667 \text{ kg}$
Max. weight, M85,armour:	$M_{85} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(3.34 \cdot \left(M_{50.armour} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{0.918} \right)$	$M_{85} = 11285 \text{ kg}$
Minimum weight, M15,armour:	$M_{15} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(0.16 \cdot \left(M_{50.armour} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{1.171} \right)$	$M_{15} = 5075 \text{ kg}$

Armour layer specification, size

Mean size, Dn50,armour:	$D_{n50.armour} := \sqrt[3]{\frac{M_{50.armour}}{\rho_a}}$	$D_{n50.armour} = 138 \text{ cm}$
Max. size, Dn85,armour:	$D_{n85.armour} := \sqrt[3]{\frac{M_{85}}{\rho_a}}$	$D_{n85.armour} = 162 \text{ cm}$
Minimum size, Dn15,armour:	$D_{n15.armour} := \sqrt[3]{\frac{M_{15}}{\rho_a}}$	$D_{n15.armour} = 124 \text{ cm}$
Thickness of armour layer:	$t_{armour} := 0.95 \cdot 2 \cdot D_{n50.armour}$	$t_{armour} = 2.62 \text{ m}$

Validation

Note: The Van der Meer formula is valid, if the following equals 1:

$$\tan\left(\frac{1}{6}\right) \leq \alpha \leq \tan\left(\frac{1}{1.5}\right) = 1.00$$

$$N(T_c) \leq 7500 = 1.00$$

$$0.01 \leq sm(T_c) \leq 0.06 = 1.00$$

$$0.7 \leq \xi_m(T_c) \leq 7 = 1.00$$

$$1 \leq \Delta \leq 2.1 = 1.00$$

$$\frac{h}{Hs_{Toe}} > 3 = 0.00 \quad \text{If the result is 0, there is shallow foreshore!}$$

$$\tan\left(\frac{1}{6}\right) \leq \alpha \leq \tan\left(\frac{1}{1.5}\right) = 1.00$$

$$\frac{S_d}{\sqrt{N(T_E)}} < 0.9 = 1.00$$

$$1 \leq \frac{Hs}{\Delta \cdot D_{n50.armour}} \leq 4 = 1.00$$

Filter criteria for $P=0.50$

Note: The filter criteria and thickness of the layers is according to figure VI-5-11, CEM

Mean stone size, Dn50,filter:	$D_{n50.filter} := 0.3 \cdot D_{n50.armour}$	$D_{n50.filter} = 414 \text{ mm}$
Mean stone weight, M50, filter:	$M_{50.filter} := \rho_f \cdot (D_{n50.filter})^3$	$M_{50.filter} = 189 \text{ kg}$
Weight, M10,filter:	$M_{10.filter} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(0.156 \cdot \left(M_{50.filter} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{1.16} \right)$	$M_{10.filter} = 68 \text{ kg}$
Mean size, Dn10,filter:	$D_{n10.filter} := \sqrt[3]{\frac{M_{10.filter}}{\rho_a}}$	$D_{n10.filter} = 295 \text{ mm}$
Weight, M70,filter:	$M_{70.filter} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(2.52 \cdot \left(M_{50.filter} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{0.92} \right)$	$M_{70.filter} = 312 \text{ kg}$
Mean size, Dn70,filter:	$D_{n70.filter} := \sqrt[3]{\frac{M_{70.filter}}{\rho_a}}$	$D_{n70.filter} = 490 \text{ mm}$
Max. weight, M85,filter:	$M_{85.filter} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(3.34 \cdot \left(M_{50.filter} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{0.918} \right)$	$M_{85.filter} = 410 \text{ kg}$
Mean size, Dn85,filter:	$D_{n85.filter} := \sqrt[3]{\frac{M_{85.filter}}{\rho_a}}$	$D_{n85.filter} = 537 \text{ mm}$
Minimum weight, M15,filter:	$M_{15.filter} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(0.16 \cdot \left(M_{50.filter} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{1.171} \right)$	$M_{15.filter} = 74 \text{ kg}$
Mean size, Dn15,filter:	$D_{n15.filter} := \sqrt[3]{\frac{M_{15.filter}}{\rho_a}}$	$D_{n15.filter} = 303 \text{ mm}$
Thickness of filter layer:	$t_{filter} := 1.8 \cdot D_{n50.armour}$	$t_{filter} = 2.49 \text{ m}$

Project: 1350057430
 Customer: XX
 Worksheet: XX
 Reference: THBU
 Date: 05-09-2024
 Section: XX



General note: The stone sizes defined by Hudson SPM77 and Hudson SPM84 only serves as a reference and should not be used. The main formula work is based on Van de Meer.

General Parameters

Hs	Significant wave height
pa	Mass density of armour blocks
pw	Mass density of sea water
Δ	Submerged specific density of armour blocks
a	Slope
KD	Stability coefficient
M ₅₀	Medium mass of armour blocks
Dn ₅₀	Equivalent cube length of median block
P	Porosity
Sd	Damage level
sm	wave steepness
x	Surf similarity parameter
n	Number of waves

Design assumptions, geometric

Water depth (MSL):		$h_{MSL} := 1 \cdot m$
Tide:		$\Delta h_{tide} := 2.82 \cdot m$
Surge and Wave setup:		$\Delta h_{surge} := 0 \cdot m$
Total water depth	$h := h_{MSL} + \Delta h_{tide} + \Delta h_{surge}$	$h = 3.82 \cdot m$

Design assumptions, hydraulic

Inclination of seabed (1/m):		$m. := 22$
Max. Significant wave height:	$Hs_{depth} := 0.56 \cdot \exp\left(3.5 \cdot \frac{1}{m.}\right) \cdot h$	$Hs_{depth} = 2.51 \cdot m$

Note: The maximum significant wave height is overruled by the modelled significant wave height, if the modelled significant wave height is smaller.

Modelled significant wave height:		$Hs_{model} := 3.6 \cdot m$
Significant wave height:	$Hs := \min(Hs_{model}, Hs_{depth})$	$Hs = 3.60 \cdot m$
Significant wave height at toe:	$Hs_{Toe} := Hs$	
Wave height, H ₀₂ :	$H_{02} := 1.35 \cdot Hs_{Toe}$	$H_{02} = 4.86 \cdot m$
Peak wave period:		$Tp := 8.8 \cdot s$
Mean wave period, T _m :	$Tm := 0.87 \cdot Tp$	$Tm = 7.66 \cdot s$
Mean energy wave period:	$T_E := 0.9 \cdot Tp$	$T_E = 7.92 \cdot s$

NOTE: The conversion from T_p to T_{01} is only valid for deep water wave spectre (JONSWAP). When using T_{01} in a shallow water case the period should be determined locally. See tabe 4.12 in the Rock Manual to see the relation between T_p and T_{01} for a JONSWAP spectrum.

Water depth theory: $h > 3 \cdot H_{S_{Toe}} = 0$ 0 = shallow water; 1 = Deepwater

Storm/high water duration: $\Delta t := 3 \cdot hr$

NOTE: The number of waves, N , in the Van der Meer formula depends on this value

Density of Armour rocks and sea water

Armour rocks $\rho_a := 2650 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Filter materials $\rho_f := 2650 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Sea water $\rho_w := 1025 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Specific density of armour rocks $\Delta := \frac{\rho_a}{\rho_w} - 1$ $\Delta = 1.59$

Cross section levels

Proposed Crest level $z_{crest} := \Delta h_{tide} + \Delta h_{surge} + 1.5 \cdot H_s$ $z_{crest} = 8.22 \text{ m}$

Note: If the proposed crest level is higher than the design level, wave overtopping can be an issue and must be considered.

Armour Layer stability

Front slope: $a := 3$
 $\alpha := \text{atan}\left(\frac{1}{a}\right)$ $\alpha = 18.4 \text{ deg}$

Permeability, jf. Figure VI-5-11, CEM: $P := 0.6$

Damage level, jf. Table 5.23 Rock manual: $S_d := 2$

EM 1110-2-1100 (Part VI)
Proposed Publishing Date: 30 Apr 03

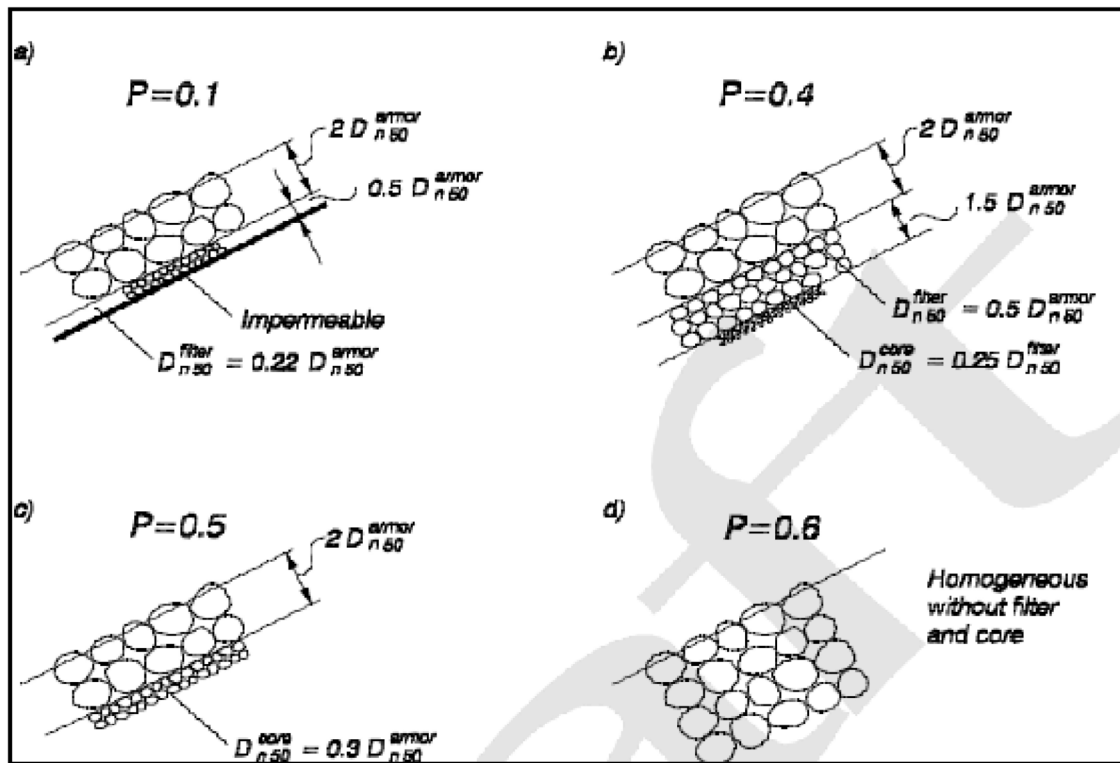


Figure VI-6-11. Notational permeability coefficients (van der Meer 1988)

Table 5.23 Design values of the damage parameter, S_d , for armourstone in a double layer

Slope (cot α)	Damage level		
	Start of damage	Intermediate damage	Failure
1.5	2	3-5	8
2	2	4-6	8
3	2	6-9	12
4	3	8-12	17
6	3	8-12	17

Hudson, SPM77

Breaking waves:

$$i := 0 \dots 1$$

$$Kd77_0 := 3.5$$

Nonbreaking waves:

$$Kd77_1 := 4.0$$

Weight of stones, M50:

$$M_{Hud77_i} := \rho_a \cdot \frac{Hs^3}{Kd77_i \cdot \Delta^3 \cdot a}$$

$$M_{Hud77_0} = 2955 \text{ kg}$$

$$M_{Hud77_1} = 2586 \text{ kg}$$

Size of stones, Dn50:

$$d50_{Hud77_i} := \sqrt[3]{\frac{M_{Hud77_i}}{\rho_a}}$$

$$d50_{Hud77_0} = 1.04 \text{ m}$$

$$d50_{Hud77_1} = 0.99 \text{ m}$$

Hudson, SPM84

Breaking waves

$$i := 0 \dots 1$$

$$Kd84_0 := 2$$

Nonbreaking waves

$$Kd84_1 := 4.0$$

Weight of armour stones, M50:

$$M_{Hud84_i} := \rho_a \cdot \frac{(1.27 \cdot Hs)^3}{Kd84_i \cdot \Delta^3 \cdot a}$$

$$M_{Hud84_0} = (1 \cdot 10^4) \text{ kg}$$

$$M_{Hud84_1} = 5297 \text{ kg}$$

Size of armour stones, Dn50:

$$d50_{Hud84_i} := \sqrt[3]{\frac{M_{Hud84_i}}{\rho_a}}$$

$$d50_{Hud84_0} = 1.59 \text{ m}$$

$$d50_{Hud84_1} = 1.26 \text{ m}$$

NOTE: Hudson covers both deep water and shallow water conditions. It is only valid for non-overtopped and permeable structures. For SPM84 the design wave is $H1/10 = 1.27Hs$ instead of Hs

Van der Meer (ROCK CEM VI-5-68 and -69 p. VI-5-66)

Note: The formula is modified by use of Van Gent so that the method is valid for deep water ($h > 3H_{s-toe}$) and shallow foreshore.

Wave length (deep):	$L_o(T) := \frac{g}{2 \cdot \pi} \cdot T^2$	$L_o(T_m) = 91 \text{ m}$
---------------------	---	---------------------------

Wave steepness	$sm(T) := \frac{H_s}{L_o(T)}$	$sm(T_m) = 0.039$
----------------	-------------------------------	-------------------

Surf similarity	$\xi_m(T) := \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{sm(T)}}$	$\xi_m(T_m) = 1.68$
-----------------	---	---------------------

	$\xi_s(T) := \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{2 \cdot \pi \cdot H_s}{g \cdot T^2}}}$	$\xi_s(T_E) = 1.74$
--	---	---------------------

Critical ξ_m , plunging/surging waves:	$\xi_{cr} := \left(6.2 \cdot P^{0.31} \cdot \sqrt{\tan(\alpha)} \right)^{\frac{1}{P+0.5}}$	$\xi_{cr} = 2.76$
--	---	-------------------

Rigth hand side of Van der Meer equation (Breakwaters and closure dams 7.11 and 7.12 p. 112)

Determining c_{pl} and c_s :	$c_{pl} := \left\ \begin{array}{l} \text{if } h > 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\ \begin{array}{l} 6.2 \\ \text{if } h < 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\ \begin{array}{l} 8.4 \end{array} \right\ \end{array} \right\ \end{array} \right\ $	$c_{pl} = 8.40$
----------------------------------	--	-----------------

	$c_s := \left\ \begin{array}{l} \text{if } h > 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\ \begin{array}{l} 1 \\ \text{if } h < 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\ \begin{array}{l} 1.3 \end{array} \right\ \end{array} \right\ \end{array} \right\ $	$c_s = 1.30$
--	---	--------------

Number of waves:

	$N(T) := \left\ \begin{array}{l} \text{if } h > 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\ \begin{array}{l} \min\left(7500, \frac{\Delta t}{T}\right) \\ \text{if } h < 3 \cdot H_{s_{Toe}} \\ \left\ \begin{array}{l} \min\left(3000, \frac{\Delta t}{T}\right) \end{array} \right\ \end{array} \right\ \end{array} \right\ $	$N(T_E) = 1364$
--	--	-----------------

$$temp(T) := \begin{cases} \text{if } h > 3 \cdot Hs_{Toe} \\ \quad \text{if } \xi_m(T) < \xi_{cr} \\ \quad \quad \left| c_{pl} \cdot P^{0.18} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N(T)}} \right)^{0.2} \cdot \xi_m(T)^{-0.5} \right| \\ \quad \text{if } \xi_m(T) > \xi_{cr} \\ \quad \quad \left| c_s \cdot P^{-0.13} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N(T)}} \right)^{0.2} \cdot \sqrt{\cot(\alpha)} \cdot \xi_m(T)^P \right| \\ \text{if } h < 3 \cdot Hs_{Toe} \\ \quad \text{if } \xi_s(T) < \xi_{cr} \\ \quad \quad \left| c_{pl} \cdot P^{0.18} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N(T)}} \right)^{0.2} \cdot \left(\frac{Hs}{H_{02}} \right) \cdot \xi_s(T)^{-0.5} \right| \\ \quad \text{if } \xi_s(T) > \xi_{cr} \\ \quad \quad \left| c_s \cdot P^{-0.13} \cdot \left(\frac{S_d}{\sqrt{N(T)}} \right)^{0.2} \cdot \left(\frac{Hs}{H_{02}} \right) \cdot \sqrt{\cot(\alpha)} \cdot \xi_s(T)^P \right| \end{cases}$$

Weight of armour stones, Dn50:

$$d50_Meer(T) := temp(T)^{-1} \cdot \frac{Hs}{\Delta}$$

$$M_Meer(T) := d50_Meer(T)^3 \cdot \rho_a$$

$$M_Meer(T_E) = 2237 \text{ kg}$$

Critical waveperiod

Accuracy factor:

$$a_f := 0.0$$

Determining T_c :

$$T_n := \begin{cases} \text{if } h > 3 \cdot Hs_{Toe} \\ \quad T_m \\ \text{if } h < 3 \cdot Hs_{Toe} \\ \quad T_E \end{cases}$$

$$T_c := T_n$$

SolverGuessValues

$$\begin{cases} (1 - a_f) \cdot T_n < T_c < (1 + a_f) \cdot T_n \\ T_c := \text{Maximize}(M_Meer, T_c) \end{cases}$$

$$T_c = 7.92 \text{ s}$$

Armour layer specification, weight

Mean weight, M50,armour:

$$M_{50.armour} := \text{Round} \left(M_Meer \left(T_c \right), 1 \cdot \text{kg} \right)$$

$$M_{50.armour} = 2237 \text{ kg}$$

Weight, M10,armour

$$M_{10} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(0.156 \cdot \left(M_{50.armour} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{1.16} \right)$$

$$M_{10} = 1199 \text{ kg}$$

Weight, M70,armour

$$M_{70} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(2.52 \cdot \left(M_{50.armour} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{0.92} \right)$$

$$M_{70} = 3042 \text{ kg}$$

Max. weight, M85,armour:

$$M_{85} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(3.34 \cdot \left(M_{50.armour} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{0.918} \right)$$

$$M_{85} = 3970 \text{ kg}$$

Minimum weight, M15,armour:

$$M_{15} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(0.16 \cdot \left(M_{50.armour} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{1.171} \right)$$

$$M_{15} = 1338 \text{ kg}$$

Armour layer specification, size

Mean size, Dn50,armour:

$$D_{n50.armour} := \sqrt[3]{\frac{M_{50.armour}}{\rho_a}}$$

$$D_{n50.armour} = 95 \text{ cm}$$

Max. size, Dn85,armour:

$$D_{n85.armour} := \sqrt[3]{\frac{M_{85}}{\rho_a}}$$

$$D_{n85.armour} = 114 \text{ cm}$$

Minimum size, Dn15,armour:

$$D_{n15.armour} := \sqrt[3]{\frac{M_{15}}{\rho_a}}$$

$$D_{n15.armour} = 80 \text{ cm}$$

Thickness of armour layer:

$$t_{armour} := 0.95 \cdot 2 \cdot D_{n50.armour}$$

$$t_{armour} = 1.80 \text{ m}$$

Validation

Note: The Van der Meer formula is valid, if the following equals 1:

$$\text{atan} \left(\frac{1}{6} \right) \leq \alpha \leq \text{atan} \left(\frac{1}{1.5} \right) = 1.00$$

$$N \left(T_c \right) \leq 7500 = 1.00$$

$$0.01 \leq sm \left(T_c \right) \leq 0.06 = 1.00$$

$$0.7 \leq \xi_m \left(T_c \right) \leq 7 = 1.00$$

$$1 \leq \Delta \leq 2.1 = 1.00$$

$$\frac{h}{Hs_{Toe}} > 3 = 0.00 \quad \text{If the result is 0, there is shallow foreshore!}$$

$$\text{atan} \left(\frac{1}{6} \right) \leq \alpha \leq \text{atan} \left(\frac{1}{1.5} \right) = 1.00$$

$$\frac{S_d}{\sqrt{N \left(T_E \right)}} < 0.9 = 1.00$$

$$1 \leq \frac{Hs}{\Delta \cdot D_{n50.armour}} \leq 4 = 1.00$$

Filter criteria for P=0.15

Note: The filter criteria and thickness of the layers is according to figure VI-5-11, CEM

Mean stone size, Dn50,filter:	$D_{n50.filter} := 0.3 \cdot D_{n50.armour}$	$D_{n50.filter} = 284 \text{ mm}$
Mean stone weight, M50, filter:	$M_{50.filter} := \rho_f \cdot (D_{n50.filter})^3$	$M_{50.filter} = 60 \text{ kg}$
Weight, M10,filter:	$M_{10.filter} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(0.156 \cdot \left(M_{50.filter} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{1.16} \right)$	$M_{10.filter} = 18 \text{ kg}$
Mean size, Dn10,filter:	$D_{n10.filter} := \sqrt[3]{\frac{M_{10.filter}}{\rho_a}}$	$D_{n10.filter} = 190 \text{ mm}$
Weight, M70,filter:	$M_{70.filter} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(2.52 \cdot \left(M_{50.filter} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{0.92} \right)$	$M_{70.filter} = 110 \text{ kg}$
Mean size, Dn70,filter:	$D_{n70.filter} := \sqrt[3]{\frac{M_{70.filter}}{\rho_a}}$	$D_{n70.filter} = 346 \text{ mm}$
Max. weight, M85,filter:	$M_{85.filter} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(3.34 \cdot \left(M_{50.filter} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{0.918} \right)$	$M_{85.filter} = 144 \text{ kg}$
Mean size, Dn85,filter:	$D_{n85.filter} := \sqrt[3]{\frac{M_{85.filter}}{\rho_a}}$	$D_{n85.filter} = 379 \text{ mm}$
Minimum weight, M15,filter:	$M_{15.filter} := 1 \cdot \text{kg} \cdot \left(0.16 \cdot \left(M_{50.filter} \cdot \frac{1}{\text{kg}} \right)^{1.171} \right)$	$M_{15.filter} = 19 \text{ kg}$
Mean size, Dn15,filter:	$D_{n15.filter} := \sqrt[3]{\frac{M_{15.filter}}{\rho_a}}$	$D_{n15.filter} = 194 \text{ mm}$
Thickness of filter layer:	$t_{filter} := 1.8 \cdot D_{n50.armour}$	$t_{filter} = 1.70 \text{ m}$

Project: E6 Hellstranda
Customer: XX
Worksheet: XX
Reference: THBU
Date: XX-XX-XXXX
Section: XX



The stability of the toe is determined by Van der Meer, 1995, eq. 5.187 and 5.188, CIRIA C683.

Input data

Significant wave height:		$H_s := 3.6 \cdot m$
Level of sea bed:		$d := -1 \cdot m$
Water level:		$WL := 2.82 \cdot m$
Thickness of toe:		$t_{toe} := 1.8 \cdot m$
Inclination of seabed (1/m):		$m. := 22$
Density of rock at toe:		$\rho_{toe} := 2650 \cdot \frac{kg}{m^3}$
Nominal stone diameter:		$D_{n50} := 0.9 \cdot m$
Mean weight of stones:	$W_{50} := D_{n50}^3 \cdot \rho_{toe}$	$W_{50} = 1931.9 \cdot kg$
Weight, W10, armour	$W_{10} := 1 \cdot kg \cdot \left(0.156 \cdot \left(W_{50} \cdot \frac{1}{kg} \right)^{1.16} \right)$	$W_{10} = 1011 \cdot kg$
Weight, W70, armour	$W_{70} := 1 \cdot kg \cdot \left(2.52 \cdot \left(W_{50} \cdot \frac{1}{kg} \right)^{0.92} \right)$	$W_{70} = 2658 \cdot kg$
Water depth:	$h := -d + WL$	$h = 3.8 \cdot m$
Level of toe:	$L_t := d + t_{toe} + 0.3 \cdot m$	$L_t = 1.1 \cdot m$
Water depth at toe:	$h_t := -d + WL - L_t$	$h_t = 2.7 \cdot m$
Density of sea water:		$\rho_w := 1020 \cdot \frac{kg}{m^3}$
Specific density of armour rocks	$\Delta := \frac{\rho_{toe}}{\rho_w} - 1$	$\Delta = 1.6$

Damage level:

Nod = 0.5 : Start of damage (stable)

Nod = 2.0 : Preliminary damage (Some flattening)

Nod = 4.0 : Failure (Complete flattening)

Usually Nod<2 is accepted

Equation 5.187:

$$N_{od1} := \left(\frac{\left(\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} \right)}{1.6 + 0.24 \cdot \left(\frac{h_t}{D_{n50}} \right)} \right)^{\frac{1}{0.15}} \quad N_{od1} = 1.63$$

Applicable area:

$$k_{1.1} := \text{if} \left(0.4 < \frac{h_t}{h} < 0.9, \text{"ok"}, \text{"Not ok"} \right)$$

$k_{1.1} = \text{"ok"}$

$$k_{1.2} := \text{if} \left(\left(\frac{h_t}{H_s} \right) < 2, \text{"ok"}, \text{"Not ok"} \right)$$

$k_{1.2} = \text{"ok"}$

Equation 5.188:

$$N_{od} := \left(\frac{\left(\frac{H_s}{\Delta \cdot D_{n50}} \right)}{2 + 6.2 \cdot \left(\frac{h_t}{h} \right)^{2.7}} \right)^{\frac{1}{0.15}} \quad N_{od} = 0$$

Applicable area:

$$k_2 := \text{if} \left(3 < \frac{h_t}{D_{n50}} < 23, \text{"ok"}, \text{"Not ok"} \right)$$

$k_2 = \text{"ok"}$

**Beregninger på overtopping af bølgevæg med stenskråningsbeskyttelse.
Baseret på EurOtop 2018**

Returperiode for

TR : 200 år ▾

Geoemtriske input

Stikote

$h_{sti} := 3.7 \text{ m}$

Vejkote

$h_{vej} := 2.7 \text{ m}$

Højvandspejl

HVS = 2.82 m

Kronekote [NN2000] (sættes til bølgevægs top)

KK := 6.6 m

Fribord

$$R_c := KK - HVS$$

$R_c = 3.78 \text{ m}$

Bølgevæghøjde over stikote

$$h_{wall} := KK - h_{sti}$$

$h_{wall} = 2.9 \text{ m}$

Dæklagssten diameter

$d_0 := 1.4 \text{ m}$

Kronebredde (sti + dæksten)

$$G_c := 3 \cdot d_0 + 0.8 \text{ m}$$

$G_c = 5 \text{ m}$

Bredde af banket

$$B := 3 \cdot d_0$$

$B = 4.2 \text{ m}$

Skråningshældning

$$\alpha := \text{atan}\left(\frac{1}{3}\right)$$

$\alpha = 18.4 \text{ deg}$

Længde af banket

$$L_{berm} := 17.5 \text{ m}$$

$L_{berm} = 17.5 \text{ m}$

Banketniveau ift. HVS

$d_b := 2.4 \text{ m}$

Bølgeparametre

Sign. bølgehøjde

$H_s = 3.6 \text{ m}$

Dybvands sign. bølgehøjde

$H_{s0} := 5.8 \text{ m}$

Peak periode

$T_p = 8.8 \text{ s}$

Bølgens angrebsvinkel

$\beta := 0 \text{ deg}$

Rughedsfaktor for stenskråning. (tab 6.2
eurotop)

$\gamma_f := 0.55$

Afledte parametre, generelt

Faktor for angrebsvinkel, min 0,8

$$\gamma_{\beta} := 1 - 0.0063 \cdot \beta$$

$$\gamma_{\beta} = 1$$

(6,9

Spektralperiode

$$T_{m1} := \frac{T_p}{1.1}$$

$$T_{m1} = 8 \text{ s}$$

Dybvandsbølgelængde

$$L_{m1} := \frac{g \cdot T_{m1}^2}{2 \cdot \pi}$$

$$L_{m1} = 100 \text{ m}$$

Dybvands bølgestejlhed

$$S_{0p} := \frac{H_{s0}}{L_{m1}}$$

$$S_{0p} = 0.058$$

surf. sim. parameter

$$\xi_{m1} := \frac{\tan(\alpha)}{\sqrt{\frac{H_s}{L_{m1}}}}$$

$$\xi_{m1} = 1.757$$

Faktorer for banket, bølgevæg, "promenade" og parapet, formel 5.12

Indflydelse fra parapet

Højde af parapet

$$h_n := 0.8 \text{ m}$$

Parapettens højde relativt til murens

$$\lambda := \frac{h_n}{h_{wall}}$$

$$\lambda = 0.276$$

Vinkel af parapet

$$\varepsilon := 30$$

Faktor for vinkel af parapet

$$\gamma_{\varepsilon} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h_{wall}}{R_c} \geq 0.25 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } 15 < \varepsilon < 50 \\ \left\| 1.53 \cdot 10^{-4} \cdot \varepsilon^2 - 1.63 \cdot 10^{-2} \cdot \varepsilon + 1 \right\| \\ \text{else if } 50 < \varepsilon < 60 \\ \left\| 0.56 \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } 15 < \varepsilon < 60 \\ \left\| 1 - 0.003 \cdot \varepsilon \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right.$$

$$\gamma_{\varepsilon} = 0.649$$

faktor for udstrækning af parapet langs muren højde

$$\gamma_{\lambda} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \frac{h_{wall}}{R_c} \geq 0.25 \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.125 < \lambda < 0.6 \\ \left\| 0.75 - 0.20 \cdot \lambda \right\| \\ \text{else} \\ \left\| \begin{array}{l} \text{if } 0.125 < \lambda < 1 \\ \left\| 1 - 0.144 \cdot \lambda \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right\| \end{array} \right.$$

$$\gamma_{\lambda} = 0.695$$

Korrektionsfaktor for parapet

$$\gamma_{bn} := \begin{cases} \text{if } \frac{h_{wall}}{R_c} \geq 0.25 \\ \quad \left\| 1.8 \cdot \gamma_\varepsilon \cdot \gamma_\lambda \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| 1.8 \cdot \gamma_\varepsilon \cdot \gamma_\lambda - 0.53 \right\| \end{cases}$$

$$\gamma_{bn} = 0.811$$

Faktor for "promenade" mellem væg og skråningstop, samt bølgevæggens tilstedeværelse og parapet

Korrigeret for afstand mellem væg og skråningstop

$$\gamma_{prom} := 1 - 0.47 \cdot \frac{G_c}{L_{m1}}$$

$$\gamma_{prom} = 0.977$$

Faktor bølgevæg

$$\gamma_v := \exp\left(-0.56 \cdot \frac{h_{wall}}{R_c}\right)$$

$$\gamma_v = 0.651$$

Faktor bølgevæg+afstand mellem væg og skråningstop

$$\gamma_{prom_v} := 0.87 \cdot \gamma_{prom} \cdot \gamma_v$$

$$\gamma_{prom_v} = 0.553$$

Faktor bølgevæg+afstand mellem væg og skråningstop + parapet

$$\gamma_{prom_v_bn} := 1.19 \cdot \gamma_{prom_v} \cdot \gamma_{bn}$$

$$\gamma_{prom_v_bn} = 0.534$$

Faktor for ovenstående + påvirkning af banket

Påvirkning fra banket bredde

$$r_b := \frac{B}{L_{berm}}$$

$$r_b = 0.24$$

Påvirkning fra banket højde ift. HVS

$$r_{db} := 0.5 - 0.5 \cdot \cos\left(\pi \cdot \frac{d_b}{2 \cdot H_s}\right)$$

$$r_{db} = 0.25$$

Banket faktor

$$\gamma_b := 1 - r_b \cdot (1 - r_{db})$$

$$\gamma_b = 0.82$$

Estimeret overskyl baseret på EurOtop, stenskråning, uden banket

Overtopping over bølgevæg og skråning uden banket
(gælder for hældning 1:2 til 1:1,3)

$$q_{mole_ub} := \sqrt{g \cdot H_s^3} \cdot 0.1035 \cdot \exp \left(- \left(1.35 \cdot \frac{R_c}{H_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta} \right)^{1.3} \right)$$

$$q_{mole_ub} = 72.196 \frac{l}{s \cdot m}$$

Inkl. indflydelse fra banket:

Reduktionsfaktor for
banket på stenskråning

$$C_r := 3.06 \cdot \exp \left(-1.5 \cdot \frac{B}{H_s} \right)$$

$$C_r = 0.532$$

Bølgeoverskyl reduceret
grundet banket

$$q_{mole_mb} := q_{mole_ub} \cdot C_r$$

$$q_{mole_mb} = 38.39 \frac{l}{s \cdot m}$$

Estimeret overskyl baseret på EurOtop 2018, dige/skråning uden banket, uden parapet

Formel anvendes for at inkludere indflydelsen af den blide skråning, se kap 8.8.3.

$$q_{ub_up} := \sqrt{g \cdot H_s^3} \cdot \frac{0.026}{\sqrt{\tan(\alpha)}} \cdot \xi_{m1} \cdot \exp \left(- \left(2.5 \cdot \frac{R_c}{\xi_{m1} \cdot H_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_{prom_v}} \right)^{1.3} \right)$$

$$q_{ub_up} = 0.615 \frac{l}{s \cdot m}$$

$$q_{ub_up_max} := \sqrt{g \cdot H_s^3} \cdot 0.09 \cdot \exp \left(- \left(1.5 \cdot \frac{R_c}{H_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_{prom_v}} \right)^{1.3} \right) = 0.398 \frac{1}{m^2} \cdot \frac{l}{s \cdot m}$$

Estimeret overskyl baseret på EurOtop 2018, dige/skråning med banket uden parapet

Formel anvendes for at inkludere indflydelsen af den blide skråning, se kap 8.8.3

$$q_{mb_up} := \sqrt{g \cdot H_s^3} \cdot \frac{0.026}{\sqrt{\tan(\alpha)}} \cdot \gamma_b \cdot \xi_{m1} \cdot \exp \left(- \left(2.5 \cdot \frac{R_c}{\xi_{m1} \cdot H_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_{prom_v}} \right)^{1.3} \right)$$

$$q_{mb_up} = 0.049 \frac{l}{s \cdot m}$$

Estimeret overskyl baseret på EurOtop 2018, dige/skråning uden banket, med parapet

Formel anvendes for at inkludere indflydelsen af den blide skråning, se kap 8.8.3.

$$q_{ub_mp} := \sqrt{g \cdot H_s^3} \cdot \frac{0.026}{\sqrt{\tan(\alpha)}} \cdot \xi_{m1} \cdot \exp \left(- \left(2.5 \cdot \frac{R_c}{\xi_{m1} \cdot H_s \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_{prom_v_bn}} \right)^{1.3} \right)$$

$$q_{ub_mp} = 0.425 \frac{l}{s \cdot m}$$

Estimeret overskyl baseret på EurOtop 2018, dige/skråning med banket, med parapet
 Formel anvendes for at inkludere indflydelsen af den blide skråning, se kap 8.8.3

$$q_{mb_mp} := \sqrt{g \cdot H_s^3} \cdot \frac{0.026}{\sqrt{\tan(\alpha)}} \cdot \gamma_b \cdot \xi_{m1} \cdot \exp \left(- \left(2.5 \cdot \frac{R_c}{\xi_{m1} \cdot H_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_f \cdot \gamma_\beta \cdot \gamma_{prom_v_bn}} \right)^{1.3} \right)$$

$$q_{mb_mp} = 0.03 \frac{l}{s \cdot m}$$

Opsummering af resultater uden hensyn til rummelig fordeling af overskyl

Overskyl, stenmole uden banket

$$q_{mole_ub} = 72.1958 \frac{l}{s \cdot m}$$

Overskyl, stenmole med banket

$$q_{mole_mb} = 38.39 \frac{l}{s \cdot m}$$

overskyl "dige" uden banket og uden parapet

$$q_{ub_up} = 0.6148 \frac{l}{s \cdot m}$$

overskyl "dige" med banket og uden parapet

$$q_{mb_up} = 0.049 \frac{l}{s \cdot m}$$

overskyl "dige" uden banket og med parapet

$$q_{ub_mp} = 0.4246 \frac{l}{s \cdot m}$$

overskyl "dige" med banket og med parapet

$$q_{mb_mp} = 0.0303 \frac{l}{s \cdot m}$$

Effekt af rummelig fordeling af overskyl

Forskel på kronekote væg og vejkode

$$y := KK - h_{vej}$$

$$y = 3.9 \text{ m}$$

Overskylsrate som fkt af afstand horisontal afstand fra væg

$$F(x) := \exp \left(\frac{-1.3}{H_s} \cdot \left(\max \left(\frac{x}{\cos(\beta)} - 2.7 \cdot y \cdot S_{0p}^{0.15}, 0 \right) \right) \right)$$

(6.1

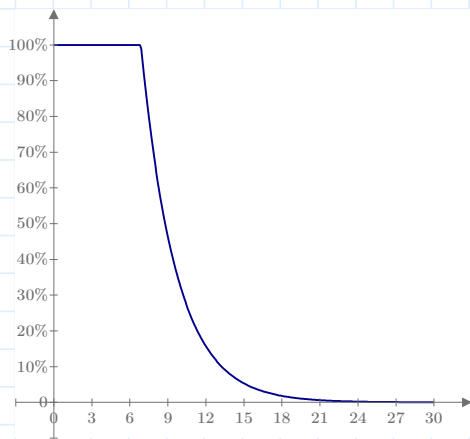
Horisontal afstand til vejbanen fra væggen

$$x := 3.8 \text{ m}$$

Andel af overskyl der når vejbanen

$$F(x) = 100\%$$

Plot af overskylsfordeling i vejbaneniveau:



$x \text{ (} \textcolor{blue}{m} \text{)}$

$F(x)$

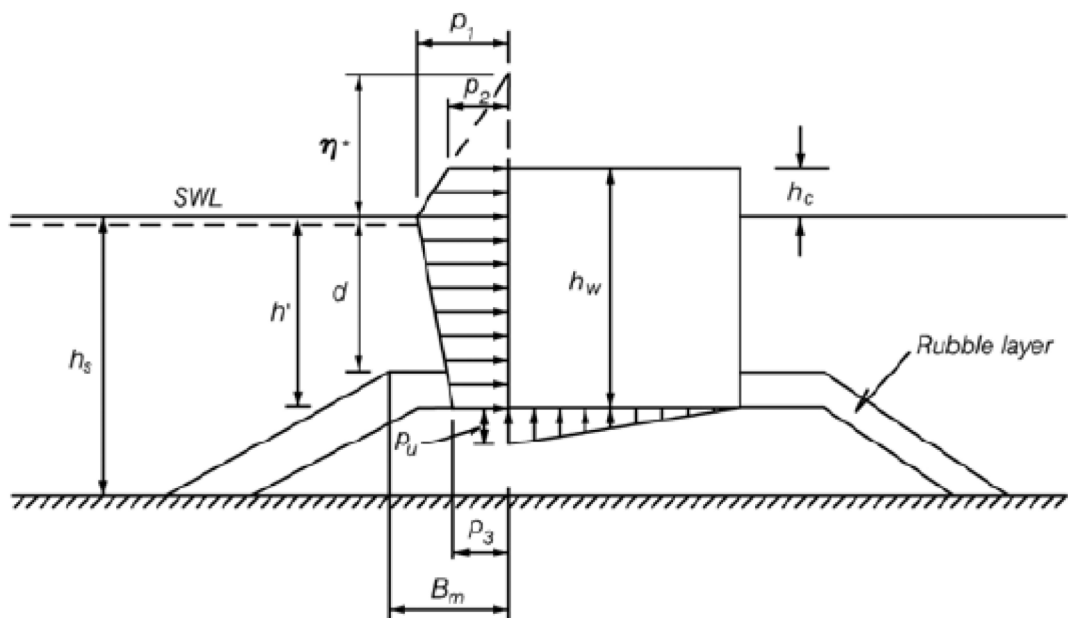
Wave forces on vertical walls



Project:	Init:	Date:
1350057430	THBU	08-10-2024
Subject:	KS by:	KS date:
Wave load on wave wall	xxx	xx-xx-2024

Theory:

The Goda Formula for 2-D irregular oblique waves and impermeable vertical wall (Goda 1974; Tanimoto et al. 1976). VI-5-52 CEM Part VI Chap. 5 pt1 page 137.



Alle input er markeret med:		input
Udnyttelsesgrader for konstruktionselementer er markeret med:		udnyttelse
(beskrivelse)	(beregning - ikke resultat)	(input/resultat)
Peak wave period		$T_p := 8.8 \cdot s$
		$H_s := 3.6 \cdot m$
Design wave height	$H_{design} := H_s \cdot 1.80$	$H_{design} = 6.48 \cdot m$
Angle of incident waves		$\beta := 0 \cdot deg$
Density of sea water		$\rho_w := 1025 \cdot \frac{kg}{m^3}$

Water depth at a distance of 5Hs

$$h_b := 1.65 \cdot m + 2.82 \text{ m}$$

$$h_b = 4.47 \text{ m}$$

Water depth in front of structure

$$h_s := h_b$$

$$h_s = 4.47 \text{ m}$$

$$d := -0.9 \text{ m}$$

$$B_m := 5 \cdot m$$

Crest height

$$h_c := 6.6 \text{ m} - 2.82 \text{ m}$$

$$h_c = 3.78 \text{ m}$$

$$h_w := 6.6 \text{ m}$$

$$h_w = 6.6 \text{ m}$$

Wave length at water depth hb:

$$L_{temp} := 10 \cdot m$$

$$L := \text{root} \left(L_{temp} - \frac{g \cdot T_p^2}{2 \cdot \pi} \cdot \tanh \left(\frac{2 \cdot \pi \cdot (h_b)}{L_{temp}} \right), L_{temp} \right)$$

$$L = 56 \text{ m}$$

Alfa parametre:

$$\alpha_1 := 0.6 + 0.5 \cdot \left(\frac{4 \cdot \pi \cdot \frac{h_s}{L}}{\sinh \left(4 \cdot \pi \cdot \frac{h_s}{L} \right)} \right)^2$$

$$\alpha_1 = 0.961$$

$$\alpha_2 := \min \left(\frac{h_b - d}{3 \cdot h_b} \cdot \left(\frac{H_{design}}{d} \right)^2, \frac{2 \cdot d}{H_{design}} \right)$$

$$\alpha_2 = -0.278$$

$$\alpha_3 := 1 - \frac{h_w - h_c}{h_s} \cdot \left(1 - \frac{1}{\cosh \left(2 \cdot \pi \cdot \frac{h_s}{L} \right)} \right)$$

$$\alpha_3 = 0.928$$

Inclusion of impulsive forces from head on breaking waves. CEM' table VI-5-54.

$$\delta_{22} := -0.36 \cdot \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.93 \cdot \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right)$$

$$\delta_{22} = 0.57$$

$$\delta_2 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{22} \leq 0 \\ \left\| 4.9 \cdot \delta_{22} \right\| \\ \text{if } \delta_{22} > 0 \\ \left\| 3 \cdot \delta_{22} \right\| \end{array} \right\|$$

$$\delta_2 = 1.711$$

$$\delta_{11} := 0.93 \cdot \left(\frac{B_m}{L} - 0.12 \right) + 0.36 \cdot \left(\frac{h_s - d}{h_s} - 0.6 \right)$$

$$\delta_{11} = 0.188$$

$$\delta_1 := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_{11} \leq 0 \\ \left\| 20 \cdot \delta_{11} \right\| \\ \text{if } \delta_{11} > 0 \\ \left\| 15 \cdot \delta_{11} \right\| \end{array} \right\|$$

$$\delta_1 = 2.819$$

$$\alpha_{11} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } \delta_2 \leq 2 \\ \left\| \frac{\cos(\delta_2)}{\cosh(\delta_1)} \right\| \\ \text{if } \delta_2 > 0 \\ \left\| \frac{1}{\cosh(\delta_1) \cdot (\cosh(\delta_2))^{\frac{1}{2}}} \right\| \end{array} \right\|$$

$$\alpha_{11} = 0.07$$

$$\alpha_{10} := \min \left(\frac{H_{design}}{d}, 2 \right)$$

$$\alpha_{10} = -7.2$$

$$\alpha_1 := \alpha_{10} \cdot \alpha_{11}$$

$$\alpha_1 = -0.507$$

$$\alpha_{stjerne} := \max(\alpha_2, \alpha_1)$$

$$\alpha_{stjerne} = -0.278$$

$$\lambda_3 := 1$$

$$\lambda_2 := \lambda_3$$

$$\lambda_1 := \lambda_2$$

$$\eta_{stjerne} = 9.72 \text{ m}$$

$$\eta_{stjerne} := 0.75 \cdot (1 + \cos(\beta)) \cdot \lambda_1 \cdot H_{design}$$

$$p_1 := 0.5 \cdot (1 + \cos(\beta)) \cdot \left(\lambda_1 \cdot \alpha_1 + \lambda_2 \cdot \alpha_{stjerne} \cdot \cos(\beta)^2 \right) \cdot \rho_w \cdot g \cdot H_{design}$$

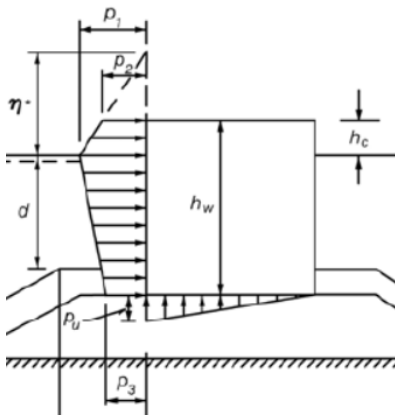
$$p_1 = 44.5 \text{ kPa}$$

$$p_2 = 27.2 \text{ kPa}$$

$$p_2 := \begin{cases} \text{if } \eta_{stjerne} > h_c \\ \left(1 - \frac{h_c}{\eta_{stjerne}} \right) \cdot p_1 \\ \text{if } \eta_{stjerne} \leq h_c \\ 0 \end{cases}$$

$$p_3 := \alpha_3 \cdot p_1$$

$$p_3 = 41.3 \text{ kPa}$$



BETONTVÆRSNIT MED MOMENT, UDEN TRYKARMERING



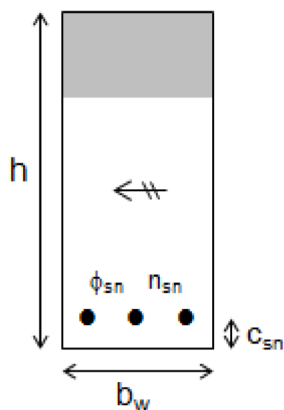
Element: Bølgevæg

Tværsnit: Ved dæklag/
kerne overgang

Lasts.: 200 års
last

Verificeret:
2015-11-29 / THT

Beregning af brudmoment og revnevidde i momentbelastet rektangulært betontværsnit med trækarmering i henhold til DS/EN 1992-1-1. Moment angives altid med positivt fortegn.



	Styrkeklasse	Partialk.
Beton	C40	$\gamma_c := 1.45$
Armering	Ribbestål B550	$\gamma_s := 1.20$
	Anvendelse	Brud
Moment [kNm]	$M_a := 102$	$M_b := 102 \cdot 1.5$

Armering i trækzonen

Tværsnitetsbredde [mm]:	$b_w := 1000$	Antal armeringslag i trækzonen		$n_s := 1$	$j := 1 \dots n_s$
Tværsnitshøjde [mm]:	$h := 500$	Lag nr.	Diameter [mm]	Antal	Kantafstand [mm]
			ϕ_{sn}	n_{sn}	c_{sn}
Maksimum revnevidde [mm]	$w_{max} := 0.2$	$j = [1.0]$	16	6.67	50
Armeringsafstand [mm]	$a_s := 150$		0	0	0
Lastforhold langtid/kortid	$f_{lang} := 0$				
Lastkombinationer	Kvasi-permanente				

BEREGNINGER

Tværsnitskonstanter

$A_{sn} := \sum_j \left(n_{sn_j} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_{sn_j})^2 \right)$	$c_s := \frac{1}{A_{sn}} \cdot \sum_j \left(n_{sn_j} \cdot c_{sn_j} \cdot \frac{\pi}{4} \cdot (\phi_{sn_j})^2 \right)$	$A_{sn} = 1.3 \cdot 10^3$	$c_s = 50.0$
$d := h - c_s$	$f_{yd} := \frac{f_{yk}}{\gamma_s}$	$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$	$f_{ctm} := 0.30 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}}$
Korttidsbelastning	$\alpha_0 = 5.7$	$\alpha := \alpha_8 \cdot f_{lang} + \alpha_0 \cdot (1 - f_{lang})$	$\alpha = 5.7$
Langtidsbelastning	$\alpha_8 = 23.0$	$k_t := 0.4 \cdot f_{lang} + 0.6 \cdot (1 - f_{lang})$	$k_t = 0.6$

Brudberegninger

$$\omega := \frac{A_{sn} \cdot f_{yd}}{b_w \cdot d \cdot f_{cd}} \quad \mu := \omega \cdot \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) \quad M_{Rd} := \frac{\mu \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}{10^6} \quad z := \left(1 - \frac{\omega}{2}\right) \cdot d \quad \lambda x := \omega \cdot d$$

$$\omega_{min} := \min\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}, 0.0013 \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}\right) \quad \varepsilon_{sy} := \frac{f_{yd}}{2 \cdot 10^5} \quad \omega_{bal} := 0.8 \cdot \frac{3.5}{3.50 + \varepsilon_{sy} \cdot 10^3}$$

$$\sigma_{bsn} := f_{yd} \quad armforhold := \text{if}(\omega_{min} \leq \omega \wedge \omega \leq \omega_{bal}, \text{"ok"}, \text{"armeringsforhold overskredet"})$$

$$bæreevne := \text{if}(M_b \leq M_{Rd}, \text{"ok"}, \text{"bæreevne overskredet"})$$

Spændinger

$$\alpha\rho := \alpha \cdot \frac{A_{sn}}{b_w \cdot d} \quad \beta := \alpha\rho \cdot \left(\sqrt{\frac{2}{\alpha\rho} + 1} - 1\right) \quad x := \beta \cdot d \quad \phi_b := \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \left(1 - \frac{1}{3} \cdot \beta\right) \quad \gamma := \frac{1 - \beta}{\beta}$$

$$\sigma_c := \frac{M_a \cdot 10^6}{\phi_b \cdot b_w \cdot d^2} \quad \sigma_{sn} := \alpha \cdot \gamma \cdot \sigma_c \quad A_{smin} := \min\left(0.26 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \cdot b_w \cdot d, 0.0013 \cdot b_w \cdot d\right)$$

$$\sigma_{cmax} := k_{lk} \cdot f_{ck} \quad minarm := \text{if}(A_{smin} \leq A_{sn}, \text{"ok"}, \text{"armering mindre end minimumsarmering"})$$

$$\sigma_{ymax} := 0.8 \cdot f_{yk} \quad beton := \text{if}(\sigma_c \leq \sigma_{cmax}, \text{"ok"}, \text{"betonspænding overskredet"})$$

$$trækarm := \text{if}(\sigma_{sn} \leq \sigma_{ymax}, \text{"ok"}, \text{"armeringsspænding overskredet"})$$

Revner

$$h_{cef} := \min\left(2.5 \cdot (h - d), \frac{h - x}{3}, \frac{h}{2}\right) \quad A_{ceff} := b_w \cdot h_{cef} \quad E_s := 2 \cdot 10^5 \quad \phi := \frac{\sum_j (n_{sn_j} \cdot (\phi_{sn_j})^2)}{\sum_j (n_{sn_j} \cdot \phi_{sn_j})}$$

$$c := \left\| \begin{array}{l} c \leftarrow 1000 \\ \text{for } i \in 1 \dots n_s \\ \quad \left\| \begin{array}{l} \text{if } \phi_{sn_i} \cdot n_{sn_i} > 0 \\ \quad \left\| c \leftarrow \min\left(c_{sn_i} - \frac{1}{2} \cdot \phi_{sn_i}, c\right) \end{array} \right\| \end{array} \right\| \quad s_{rmax} := \left\| \begin{array}{l} \text{if } a_s \leq 5 \cdot \left(c + \frac{\phi}{2}\right) \\ \quad \left\| 3.4 \cdot \left(\frac{25}{c}\right)^{\frac{2}{3}} \cdot c + 0.17 \cdot \frac{A_{ceff}}{A_{sn}} \cdot \phi \right\| \\ \text{else} \\ \quad \left\| 1.3 \cdot (h - x) \right\| \end{array} \right\|$$

$$\delta_e := \max\left(\frac{\sigma_{sn}}{E_s} - \frac{k_t}{E_s} \cdot \left(\frac{A_{ceff}}{A_{sn}} + \alpha_0\right) \cdot f_{ctm}, 0.6 \cdot \frac{\sigma_{sn}}{E_s}\right) \quad w := s_{rmax} \cdot \delta_e$$

$$revnevidde := \text{if}(w \leq w_{max}, \text{"ok"}, \text{"revnevidde overskredet"})$$

RESULTATER

Brudsituation

Brudbæreevne [kNm]	$M_{Rd} = 269.8$	
Moment i brudsituation [kNm]	$M_b = 153.0$	$bæreevne = \text{"ok"}$
Trykzone ($4/5 \cdot x$) [mm]	$\lambda x = 22.3$	
Indre momentarm [mm]	$z = 438.9$	
Armeringsforhold ($\omega_{min} \leq \omega \leq \omega_{bal}$)	$\omega = 0.050$	$armforhold = \text{"ok"}$
Armeringsforhold, ballanceret tilstand	$\omega_{bal} = 0.483$	
Armeringsforhold, minimum tilstand	$\omega_{min} = 0.022$	
Armeringspænding træk [MPa]	$\sigma_{bsn} = 458.3$	

Anvendelsessituation

Moment i anvendelse [kNm]	$M_a = 102.0$	
Trykzonehøjde [mm]	$x = 75.7$	
Betonspænding [MPa]	$\sigma_c = 6.35$	$beton = \text{"ok"}$
Maks. tilladelig betonspænding [MPa]	$\sigma_{cmax} = 18.0$	
Armeringspænding træk [MPa]	$\sigma_{sn} = 179.1$	$trækarm = \text{"ok"}$
Maks. tilladelig armeringsspænding [MPa]	$\sigma_{ymax} = 440.0$	
Armeringsarealet [mm ²]	$A_{sn} = 1341$	$minarm = \text{"ok"}$
Minimum armering [mm ²]	$A_{smin} = 585$	
Revnevidde [mm]	$w = 0.190$	$revnevidde = \text{"ok"}$
Maksimum revnevidde [mm]	$w_{max} = 0.200$	

Ekstrem vindstatestik, randen er forceres med vinden fra 270 og 300 grader

Direction	N	loc	scale	5	10	20	50	100	200	21
OMNI	60	16.71	1.67	21.78	23.30	24.86	26.98	28.63	30.29	24.97
60.0	40	3.55	2.03	10.50	11.53	12.55	13.87	14.86	15.83	12.62
90.0	100	7.03	1.40	15.23	16.51	17.80	19.53	20.85	22.18	17.89
120.0	100	7.72	2.10	15.43	16.29	17.13	18.22	19.03	19.82	17.19
150.0	60	10.79	1.73	16.14	16.76	17.36	18.13	18.69	19.24	17.40
180.0	60	10.42	1.75	16.43	17.19	17.94	18.90	19.62	20.32	17.99
210.0	45	1.17	6.39	13.44	14.33	15.16	16.18	16.89	17.57	15.22
240.0	100	9.23	2.18	17.49	18.44	19.37	20.57	21.46	22.34	19.43
270.0	100	14.58	2.22	21.78	23.30	24.86	26.98	28.63	30.29	24.97
300.0	100	12.22	2.21	21.78	23.30	24.86	26.98	28.63	30.29	24.97
330.0	60	3.92	3.40	12.65	13.48	14.28	15.27	16.00	16.69	14.33

		Modellerede bølge		Brydende bølger	Water level	Vandstandene ertyillagt et kilmatillæg på 0.48 m, svarende til sikkerhedsklas:
Direction	TR	Hs	Tp	Hs	WL	
270	1	2.7	6.2	2.5	2.36	
300	1	2.7	6.1			
270	5	3.6	6.9	2.8	2.51	
300	5	3.6	6.8			
270	10	4.0	7.5	2.9	2.58	
300	10	4.0	7.4			
270	20	4.5	7.8	3.1	2.64	
300	20	4.4	7.7			
270	50	5.2	8.2	3.2	2.72	
300	50	5.1	8.0			
270	100	5.8	8.8	3.3	2.77	
300	100	5.6	8.6			
270	200	5.9	8.8	3.6	2.82	
300	200	5.8	8.7			

	Randbetingelser i norske havet						
	1	5	10	20	50	100	200
OMNI bølgerhøjder	9.34	10.85	11.57	12.25	13.13	13.77	14.4
Tp	14.1	14.8	15.1	15.3	15.7	15.9	16.1