Konstruktionsoptimering af ortotropisk stålbrodæk til Hirtshals Havn



Afgangsprojekt Kristian Krogsgaard Nielsen Maskin og prodution Aalborg Universitet Den 18. Januar 2019



Studienævn for Industri og Global Forretningsudvikling Fibigerstræde 16 DK - 9220 Aalborg Øst Tlf. 99 40 93 09 lft@mp.aau.dk http://www.ses.aau.dk/

Titel: Konstruktionsoptimering af ortotropisk stålbrodæk til Hirtshals Havn

Semester: 7 semester

Semestertema: Bachelor projekt

Projektperiode: Oktober 2018 - Januar 2019

ECTS: 15

Vejleder: Sergey Sorokin

Kristian Krogsgaard Nielsen

Antal sider: 52 Appendiks: 4 stk.

Synopsis:

Der skal dimensioneres en ny rampe til Hirtshals havn, hvilket Bladt Industries har fået til opgave at udføre. Hertil ønskes at optimere rampens design, hvortil der testes to forskellige designs af ortotropiske stålbrodæk. Den simple rampe kontrolleres både med analytiske beregningsredskaber og FEM, hvor den komplicerede rampe kun kontrolleres med FEM. Ramperne kontrolleres for udbøjning, få- og mangegangsbelastninger ud fra gældende standarder fra Eurocodes 1 og 3.

Endeligt opgøres begge rampers stålmængde og svejsearbejde, for at finde den optimale rampe. Hertil bestemmes a-mål og areal for samtlige svejsninger, der endeligt angiver svejsemængde. Herfra kan det konkluderes, at den avancerede rampe vil være fordelagtig i forhold til materiale. Dog kan den ikke entydigt vurderes optimal, da antallet af svejsninger er væsentligt højere, og der derved skal der afsættes flere arbejdetimer til produktionen.

Rapportens indhold er frit tilgængeligt, men offentliggørelse (med kildeangivelse) må kun ske efter aftale med forfatter.

Abstract

The purpose of this project is to obtain knowledge about construction of ortotropical bridges. In this project a specific ramp in Hirtshals needs to be built, and thus two different designs will be compared.

Both ramps measures 27×19 m, with a 5° bend in the last 5 m. The first design consist of two main girders in each side of the ramp, and three cross girders at the dock, bend and ending of the ramp. On the inside of the ramp trapezoidal ribs are placed to make the construction more rigid. The second design consists of the same frame, though a bit smaller. The main difference here is that inside the frame there will also be crossmembers with holes for smaller trapezoidal ribs.

The simple ramp is controlled with classic analytical calculations with regards to the Eurocode, specifically 1 and 3. It is controlled against deflection, static failure and failure caused by fatigue. This ramp is also controlled by using the finite element method. The analysis is made using the software Inventor, and meshing will be done using 3D solid elements. The FEM analysis will be controlled against the same parameters as the analytical model was.

The other ramp is only checked by using the FEM, due to the higher complexity of the construction. The same settings and control parameters as the simple ramp is used. It is then confirmed that both ramps will be safe, in terms of the required demands.

To compare the two ramps the production is explained, and the different welding methods is accounted for. All the steel and welding material needed for the two ramps is summarized and compared, which reveal that the complex ramp uses slightly less material, but ultimately needs more welding work. Thus is it concluded that the complex ramp is deemed optimal, though more specifications of the welding work is needed to make the conclusion fully clear.

Forord

Forordet er baseret på tidligere udførte projekter.

Rapporten er udarbejdet af en studerende som afgangsprojekt for diplomingeniøruddanelsen i maskinteknik på Aalborg Universitet. Det overordnede tema for projektet er optimering af havneanlæg.

Der rettes tak til Sergey Sorokin for vejledning og konstruktiv kritik. Endvidere rettes tak til Bladt Industries som har været samarbejdspartner og opstillet projektet. Især tak til Bjarne Bach Nielsen, som har været til stor hjælp, når der har været spørgsmål ifm. udførelsen og beregninger af havneanlæggene.

Læsevejledning

Forudsætninger for at læse rapporten er, at læseren besidder et vist kendskab til faststofmekanik og øvrige ingeniørmæssige sammenhænge og terminologi.

Figurer og tabeller er nummereret i henhold til kapitel. Dvs. den første figur og tabel i kapitel 1 har nummer 1.1, den anden, nummer 1.2 osv. Forklarende tekst til figurer og tabeller findes under de givne figurer og tabeller.

Der refereres efter harvardmetoden, hvor der i teksten refereres med efternavn og år. Henvisninger er samlet i en liste bagerst i rapporten, hvor bøger er angivet med forfatter, titel, udgave og forlag, mens internetsider er angivet med forfatter, titel og dato for tilgang.

Indholdsfortegnelse

Kapitel 1 Introduktion	1
1.1 Litteraturstudie	1
1.2 Ro-ro rampe i Hirtshals	2
Kapital 2 Problemformularing	5
2.1 Kravspecifikation	5
2.1 Klavspecifikation	5
2.2 Projektalgrænsning	5
Kapitel 3 Konstruktion	7
3.1 Overordnet design	7
3.2 Udformning af trug	9
3.3 Design og placering af bærebjælke	12
Kapitel 4 Design basis	15
4.1 Belastningsmodel for vertikale kræfter	15
4.2 Horisontale kræfter	18
4.3 Udmattelse	19
	10
Kapitel 5 Analytisk kontrol af Rampe 1	21
5.1 Statisk analyse	21
5.2 Udregning af inertimoment	24
5.3 Udbøjning	26
5.4 Fågangsbelastning af rampe	26
5.5 Mangegangsbelastning af rampe	29
Kapitel 6 Teori om Finite Element Method	31
6.1 Introduktion	31
6.2 Udrogningsprocedure ved FFM	30
6.2 Interpolation of formfunctioner	94 94
	54
Kapitel 7 FEM kontrol af Rampe 1 og 2	39
7.1 Forudsætninger for analyse	39
7.2 Kontrol af Rampe 1	40
7.3 Kontrol af Rampe 2	43
Kapitel 8 Udførelsen af Bampe 1 og 2	47
81 Stålmænøde	47
8.2 Sveisesamlinger	47
0.2 Svejsesammiger	41
Kapitel 9 Diskussion	53
9.1 Sammenligning af resultater fra analytisk og FEM udregning	53
9.2 Sammenligning af rampedesign	53
9.3 Optimering af ramper	54
Kapitel 10 Konklusion	55

Kapitel 11 Perspektivering	57
Litteratur	59
Appendiks A Udregningsark til inertimoment af trug	61
Appendiks B Udregningsark til estimering af svejsemateriale	63
Appendiks C Filoversigt	65
Appendiks D Tegningsoversigt	67

1 Introduktion

I dette kapitel vil essentiel information omhandlende ortotropiske stålbrodæk blive beskrevet, hvortil afsnittet er baseret på US-DEPARTMENT [2012]. Derudover vil der blive redegjort for den specifikke problemstilling.

1.1 Litteraturstudie

Mange af verdens største moderne broer anvender ortotropiske ståldæk(OSD) som den grundlæggende byggeblok, til at distribuere trafiklasterne i dækkene og for at afstive de slanke plader ved komprimering. Afstivede stålplader er blevet brugt i mange år i en lang række stålkonstruktioner. Den første OSD bro blev udviklet i 1930'erne af tyske ingeniører, og i 1936 blev den konstrueret.

Generelt består OSD systemet af en flad tyndplade, afstivet af af en række langsgående trug med understøtning af ortogonale tværgående bjælker. Dækket har betydelig forskel i stivhed i langsgående og tværgående retning. Derfor er dækket overvejende anisotropisk. Navnet "Ortotropisk"kommer af en forkortet udgave af den strukturelle beskrivelse af systemet.

Da ribberne og bjælkerne er ortogonale og deres elastiske egenskaber ligger i forskellige retninger, er de derfor anisotrope. Hele systemet blev derfor kendt som ortogonalanisotrop eller ortotropisk.US-DEPARTMENT [2012]

Overordnet får OSD'en en øget stivhed og sparer materiale, da komponenterne kan reduceres. Som med andre konventionelle stålramme konstruktioner bliver lasterne overført af tværbjælkerne på tværs af hovedunderstøtningerne, altså de langsgående bærebjælker(hoveddrager). Det korrekte term for de tværgående bjælker er membran, men i denne rapport vil de blive kaldt tværskot, da dette anvendes i almindelig tale. OSD broens definerende egenskaber er, at den er næsten udelukkende lavet af stål, har potentiale for en lang levetid, kræver minimal vedligehold og kan konstrueres med standardiserede samlemoduler. Derudover giver OSD'en en glat kontinuert kørselsflade med små samlehuller, der sikrer broens andre dele.



Figur 1.1: Opbygningen af ortotropt stålbrodæk. [US-DEPARTMENT, 2012]

Historisk set har OSD-broen ikke været problemfri. Broen gav unikke udfordringer i forhold til design og konstruktion i forhold til den konventionelle bro konstruktion. Udmattelsesbrud blev oftere observeret i disse dæk, som resultat af komplicerede svejse detaljer, grundet deres spændingstilstande. Derved blev det svært at bestemme pladetykkelsen, specielt ved de tidlige designs, hvor vægten forsøges minimeret. Udover dette ville designet af de kritiske dele ikke afhænge af brudstyrken i materialet, men nærmere størrelsen på de varierende laster. Dette betyder, at designet vil domineres af størrelsen af spændingsvidden, der hvor der sker cykliske laster.

Tidlige analytiske modeller var begrænsede i forhold til deres evne til at bestemme spændingstilfælde for disse detaljer, hvilket blandt andet skyldes forskelle i produktionen. Information i de tidligere stadier omkring design og dimensionering var derfor baseret på *trial and error* principper.

Potentialet for brud ved svejsningen af trug på dækket er en indikation på, at en design optimering er svært at opnå. Tidligere lå problemet ved denne svejsning i ydeevnen, hvilket ikke er tilfældet i dag, da det udføres meget konsistent og ydeevnen er opnået med delvis fælles penetration, hvor smelte på indersiden ikke er tilladt. Brud mellem samlingen af ribberne og tværbjælkerne er også en tidligere forekommet fejlkilde, som opstår grundet de tre endimensionelle spændinger, der er lavet af pladens tvist i begge planer, samt ribbernes tvist. Dette kan dog løses med en udskæring ved samlingen omkring ribben, dette vil blive beskrevet i detajler senere. En klar fordel ved OSD systemet er, at det er meget selvstændigt, og hvis der kommer en mindre revne, er det mere en besværlighed, der skal observeres og dokumenteres, end det er en seriøs trussel mod styrken og integriteten af stukturen.

1.2 Ro-ro rampe i Hirtshals

Dette projekt er udfærdiget i samarbejde med Bladt Industries. Et af hovedområderne er havneanlæg, heriblandt ro-ro ramper. En ro-ro rampe er en rampe til skibe, der er designet

til at transportere last med hjul, såsom biler og lastbiler. Disse skal derfor selv kunne køre på og af skibet, heraf navnet roll-on/roll-off. Bladt Industries har fået en ny ordre på at renovere og konstruere et havneanlæg til et nyt skib, hvis rute går fra Hirtshals til Kristianssand.

I denne ordre er følgende inkluderet for begge havne:

- 1. Modellering af skibet mod kajpladsen.
- 2. Modellering af skibet mod eksisterende mobile ramper, der anvendes idag.
- 3. At planlægge en rampe inklusiv en hæve og sænkbar ydredel.
- 4. At planlægge en gangvej der er kompatibel med hoveddæk eller øvre dæk.

I dette projekt bliver der afgrænset til kun at fokusere på modellering og optimering af rampen, og der vil derfor ikke blive designet f. eks en gangvej. Den nuværende rampe kan ses på Figur 1.2.



Figur 1.2: Nuværende rampe ved Kristianssand.

Rampens dimensioner er $27\,\mathrm{m}$ i længden og $19\,\mathrm{m}$ i bredden.

Bladt Índustries vil hertil gerne optimere på designet af denne rampe, hvortil to forskellige konstrukturer ønskes sammenlignet. Strukturene skal gøre brug af ortotropiske trug.

Forskellen på de to strukturer er, at den første gøre brug af nogle store tunge trug, og fastgøres med langsgående bærebjælker. Den anden løsning gør brug af et mere kompleks struktur, hvor der udover trugene også vil være tværskot, der medvirker, at størrelsen på trugene kan reduceres. Dog vil der ved denne løsning bruges flere ressourcer på svejsearbejde. Hertil skal den mest fordelagtige økonomiske struktur findes.

Begge ramper skal udføres af en ramme af t-profiler, hvortil højden ikke overgår 600mm, hvilket gøres for at give bedre mulighed for sammenligning af materiale. Derudover skal begge ramper produceres i stål 355, da dette giver en høj styrke, samt en tilladelig sikkerhedsfaktor grundet lokal flydning er muligt.

Konklusionen af projektet skal assistere med, at vælge det optimale rampedesign, der skal anvendes til de aktuelle ramper, som skal opføres i Hirtshals og Kristianssand.

2 | Problemformulering

I det sidste kapitel blev der redegjort for, hvordan en ny bro opsættes og hvilke kriterier, der skal fokuseres på. Derudover blev et aktuelt projekt til Hirtshals havn præsenteret, hvor et optimalt design skal findes på baggrund af to forskellige strukturer. Til løsning af dette opstilles en problemformulering:

Hvordan designes et ortotropisk stålbrodæk, så det overholder gældende standarder, samt bliver økonomisk fordelagtigt?

For at løse problemformuleringen bliver der produceret to forskellige designs, der hver skal overholde den nedenstående kravspecifikation. De skal senere sammenlignes i forhold til vægt, samt prisoverslag for svejsearbejde for at finde det mest optimale brodesign.

2.1 Kravspecifikation

For at supplere denne problemformulering opstilles herunder også en kravspecifikation til de to brokonstruktioner.

- 1. Broerne skal måle $27 \mathrm{x} 19 \mathrm{m}$
- 2. Broerne må maks være 600mm høje
- 3. Broerne skal konstrueres i stål 355.
- 4. Broerne skal kunne holde til statiske belastninger fra køretøjer
- 5. Broerne skal kunne holde til krav om udmattelse i forhold til køretøjer
- 6. Broerne overholde kravene for EN 1991-2:2003

2.2 Projektafgrænsning

Der vil i dette projekt ikke blive undersøgt hvilken type belægning, der skal anvendes på ramperne, hvilken indflydelse det vil have på de mekaniske egenskaber og udmattelse.

Derudover vil der på denne rampe skulle påmonteres en flap i enden, der vil muliggøre, at flere skibe kan ligge til ved rampen. Dette er ikke inkluderet i nogen af beregningsmodellerne. Dette vil dog i realiteten kun gøre sig gældende for små skibe, så lastforskellen vil ikke være stor, hvis dette var inkluderet.

Der vil ikke blive kigget på, hvordan rampen skal løftes op og ned. Der vil hertil kun blive defineret en bærebjælke understøttet af et firkantet løfteprofil, hvortil mekanismen der skal løfte dette profil ikke vil blive diskuteret.

3 Konstruktion

I dette kapitel gennemgås opbygningen af de to brokonstruktioner og hvilke valg, der er taget med henblik på designet.

3.1 Overordnet design

For at besvare problemformulering skal der konstrueres to design af ortotropiske ramper. Begge disse ramper designes, så den første del af toppladen er 15m, hvorefter der vil være et knæk på 5°. Den sidste del af rampen er en vinklet 4m lang plade. Det er relevant at foretage dette knæk, eftersom rampen vil matche skibets forskellige dybgange. Begge ramper produceres med sammensvejste dækplader med dimensionerne 6x3m, og pladerne efter knækket er 4x3m. Opdelingen af pladerne kan ses på Figur 3.1.



Figur 3.1: Inddeling af dækplader.

I det første design anvendes en simpel konstruktion, hvor der bliver brugt en stor hoveddrager i hver side. Hoveddragerne er lavet som et stort T-profil med en højde på 550 mm, der ved knækket svejses med en vinkel på 5°. Derudover er der placeret en kraftig tværdrager ved de to ender samt ved knækket. Tværdragerne har samme dimensioner som hoveddrageren og er svejset på dækket. Konstruktionen kan ses på Figur 3.2.



Figur 3.2: Rampe med store trug.

For at afstive konstruktion placeres der kraftige trug hele vejen over rampen i langsgående retning. Snittet kan ses på Figur 3.3.



Figur 3.3: Snit af rampe med store trug.

Det andet design er væsentlig mere kompliceret, da det afhænger af, at de forskellige konstruktiondele samarbejder, frem for ren råstyrke i form af kraftige profiler. Rampen er igen opbygget af hoveddragerne i hver side af konstruktionen og tværdragere i hver af enderne samt ved knækket. Ved denne konstruktion er både hoved- og tværdragere igen omvendte T-profiler, dog er disse 20 mm kortere. Først blev en løsning med korte T-profiler på langs, der gravist blev længere tættere ved knækket udført, da der her vil være størst behov for styrke imod spændingenkoncentrationerne. Det blev dog vurderet, at rammen for begge design skulle være så ens som muligt, hvilket giver de bedste sammenligningsmuligheder. Der er derfor valgt de omvendte T-profiler med ens tværsnit over hele længden. Efter knækket er profilet skåret med en 3° vinkel, da 5° vil gøre profilet for tyndt i enden. De sidste 2° opnåes ved at skære en vinkel i samlingen i knækket. Rampen kan ses fra siden på Figur 3.4.



Figur 3.4: Rampe med gitterstruktur.

Den indre struktur består også af hoveddrager i langsgående retning med den omvendte Tform. Disse er placeret for hver ottende trug for yderligere at afstive rampen. Derudover er der placeret fire tværskot i tværgående retning for at stabilisere trugene og strukturen yderligere. I disse tværskot er der skåret hul til trugene, hvortil der yderligere kan skæres et cutout hul, hvilket har til formål at reducere spændingskoncentrationer, dette har dog ikke været nødvendigt. Et snit af konstruktionen kan ses på Figur 3.5.



Figur 3.5: Snit af rampe med gitterstruktur.

De to rampers endelige design kan ses på Figur 3.6 og 3.7. Derudover kan oversigtstegningerne ses i Appendiks D.



Figur 3.6: Endelig design for rampe 1.



Figur 3.7: Endelig design for rampe 2.

3.2 Udformning af trug

Det vil i dette afsnit blive redegjort for trugenes funktion, hvor informationen er baseret på US-DEPARTMENT [2012]. Trugene bliver generelt opdelt i åbne og lukkede trug. Ved hver af disse systemer er trugene fordelt langs med broens retning for at fordele lasten, og derved øge stivheden i strukturen. Hvis trugene placeres på tværs af broen, så vil holdbarheden af overfladen forringes på grund af vaskebræts effekten fra de belastende hjul, der på sigt vil ødelægge overfladen.



Figur 3.8: Typer af åbne og lukkede ribber. [US-DEPARTMENT, 2012]

Trugene kan laves diskontinuerte for at passe ind mellem tværskottene, dog vurderes det i dette design, at det vil være fordelagtigt at skære hul i tværskottene, så der er plads til trugene. OSD'er, der udsættes for direkte hjulbelastninger, afstives typisk med lukkede ribber, hvorimod andre konstruktioner kan anvende både lukkede og åbne trug.

Tværskot bliver oftest produceret af stålplader svejset sammen som et omvendt T symbol. Tværskotterne kan, afhængigt af hvilke trug der er anvendt, placeres med en afstand mellem 3 m til 6 m. Hvis afstanden øges, vil antallet af svejsninger reduceres og konstruktionen vil derfor blive billigere at producere, hvilket er et hovedfokus i denne konstruktion. Dog vil det være mindre hensigtsmæssigt i henhold til at kontrollere udmattelsesspændingerne ved øgede afstande under meget trafik. Afstanden mellem hoveddragerne skal være tilsvarende større end afstanden mellem tværskottene.

Åbne ribber

Åbne ribber kan produceres af fladjern, omvendte T-sektioner eller vinkeljern. De varier typisk i størrelse fra 9x203mm til 25x305mm lang tværsnittet af broen og bliver oftest fordelt med en afstand mellem 305mm til 406mm fra center til center.

Erfaring viser, at det er simpelt at producere åbne ribber til diverse formål, da dimensionerne nemt kan varieres. De er derudover nemme at påsvejse, og der er nem adgang til at inspicere og vedligeholde.

Der er overordnet to ulemper ved at anvende åbne ribber. De er væsentlig blødere torsionsmæssigt end lukkede ribber. Dette medvirker, at de ikke er så effektive til at distribuere de transverse belastninger rundt i de forskellige ribber. Dette resulterer i, at der skal anvendes flere ribber og derved også flere tværdragere. Derudover er svejsemængden ved åbne ribber ca. dobbelt så høj som ved almindelige lukkede ribber.

Lukkede ribber

De mest anvendte former for lukkede ribber er med trapez, u-form, og v-formede ribber. Oftest bruges dog trapez formen, da det ved moderne forsøg, er blevet vurderet, at den er mest alsidig og anvendelig.

En komplikation, der er forbundet med anvendelsen af de lukkede ribber, er udførelsen af en ensides partiel penetrationssvejsning for at påsætte ribben på dækket. Denne udmattelsessensitive svejsning kræver meget af fabrikanterne, da det skal udføres yderst konsistent. Derudover vil lukkede ribber blive udsat for lokale deformation grundet deres geometri og torsionale styrke. Dog vil der med lukkede ribber skulle anvendes færre svejsninger, være mindre forvrængning og overordnet en reduceret stålvægt, hvilket gør det billigere.

Proportionering af ribber

Som grundregel skal ribber til dæk ikke placeres med afstande højere end 760mm fra center-tilcenter, med rib kanten 380mm fra hinanden, hvilket giver en ensartet understøtningsafstand på 380mm for dækket i den transverse retning. Dette begrænser den lokale udbøjning af dækpladen og de forskellige udbøjninger mellem ribber fra hjulbelastninger øger livstiden for slidlaget, samt reducerer spænding i svejsningen mellem ribbene og dækket. Derfor fastlægges lignende afstande i konstruktionen af dette design.



Figur 3.9: Opbygning af trapezformede ribber. US-DEPARTMENT [2012]

Der vælges endeligt at bruge trapezformede ribber i varierende størrelse for begge ramper. Ribberne vil være væsentlig større ved rampe 1 end ved rampe 2. Det er faktisk nødvendigt at lave dem større end den angivne grundregel, for at konstruktionen kan holde. Dimensionerne for ribberne kan ses i Tabel 3.1.

Trug dimensioner[mm]	Rampe 1	Rampe 2
h	515	495
a	420	300
a+e	820	650
b	300	200
tr	15	10
td	15	15
d	-	545

Tabel 3.1: Trug dimensioner.

En grundregel når der anvendes ortotrope dæk er, at dette skal være opfyldt:

$$a \le 0,467 \cdot \sqrt[-3]{\frac{P}{E}} \cdot t \tag{3.1}$$

Hvor P her er trykket pladen udsættes for, hvilket udregnes som et hjultryk med 150kN over et estimeret hjulareal, hvilket bliver redegjort for i næste kapitel.

$$P = \frac{F}{A} = \frac{150kN}{(0,4m)^2} = 0.94 \,\mathrm{MPa}$$
(3.2)

$$P_d = 0.94 \,\mathrm{MPa} \cdot 1.5 = 1.41 \,\mathrm{MPa} \tag{3.3}$$

Hvis der tages udgangspunkt i dimensioner fra rampe 1, og hertil isoleres for tykkelsen, kan det ses at:

$$t \ge 1,08 \cdot 0,04 \cdot 420 = 18mm \tag{3.4}$$

Det ses, at toppladerne for rampe 1 skal være over 18mm, dog viser udregningerne i Kapitel 5 og 7, at de angivne 15mm vil være tilstrækkelig.

3.3 Design og placering af bærebjælke

Det næste der skal bestemmes er løftemetoden, hvorpå rampen skal kunne løftes op og ned, så den passer til skibets dybgang. Dette kan løses på flere måder. Den første måde anvender en række hydraulik cylindere under rampen, der er fastmonteret på havnen. Disse kan skydes frem og tilbage, hvilket får rampen til at bevæge sig op og ned. Ulempen ved denne løsning er, at konstruktionen bliver meget overbestemt, da der bliver tilført en række understøtningspunkter. Løsningen kan ses på Figur 3.10.



Figur 3.10: Løsning med hydraulikcylindere.



Figur 3.11: Løsning med løftetårn.

En anden løsning er at anvende en bærebjælke, der går på tværs af rampen, hvilket kan ses på Figur 3.11. Bærebjælken bliver løftet af et tårn på hver side af rampen. Denne løsning er dyrere en den første, dog giver det også mere frihed for designet af rampen.

Til den konkrete bro vil løsningen med bærebjælken vurderes til at være den bedst egnede, da en overbestemt løsning ikke er hensigtsmæssig og ønskes undgået.

Det næste, der skal bestemmes, er designet af bærebjælken. Det første udkast til opbygningen af denne var et simpelt HEB 600 profil, som kan ses på Figur 3.12. Det fremgik dog af simuleringerne, at denne løsning ikke var mulig, da profillet hverken er stærkt nok til at holde lasten, eller er kompatibelt med et løftetårn.



Figur 3.12: Bærende bjælke af HEB 600 profil.

Derfor er der her blevet undersøgt, hvad normen indenfor bærebjælker er, og oftest bliver der anvendt et specieltdesignet kasseprofil. Kasseprofilet består af en kasse, hvortil der er skåret et hul til rampen i toppen, således at rampen bliver "indrammet". I enderne af profillet er sidepladerne forlænget, så de kan svejses sammen med plader, hvori den forbindene rektangulære profil er placeret. Der bliver placeret fire 20 mm plader, for at sikre, at spændingerne i samlingerne bliver reduceret. Kasseprofil kan ses monteret på Figur 3.13.



Figur 3.13: Bærende bjælke med kasseprofil.

Det sidste, der skal findes med bærebjælken, er placering på rampen. Hertil er der lavet forsøg tidligt i projektet, hvortil bærebjælken stadig består af et HEB profil, dog vil resultaterne ikke variere. Resultaterne af simuleringerne kan ses på Figur 3.14 og 3.15. Det ses her, at for at formindske udbøjningen skal bærebjælken placeres lige ved knækket. Hvis bærebjælken placeres tættere på land, vil udbøjningen i enden af rampen øges, hvilket ikke er ønskelig. Derfor placeres bærebjælkens kant ved knækket i rampen.



Figur 3.14: Bærebjælke ved knæk.



Figur 3.15: Bærebjælke tættere på land.

4 | Design basis

I dette kapitel redegøres der for den gældende norm indenfor brokonstruktion, specifikt hertil de forskellige koefficienter og sikkerhedsfaktorer der skal anvendes ved kontrolberegningerne.

Overordnet kontrolleres ramperne efter de gældende Eurocodes, som siden 2009 har udgjort den gældende lovgivning vedrørende projekteringsgrundlag i Danmark Standard [2018]. Heriblandt er det hovedsageligt indhold fra 1 og 3, der her benyttes. Da rampens konsekvensklasse har stor indflydelse på de forskellige koefficienter, er det relevant at udvælge. Hertil vælges konsekvensklasse 2, da der er sandsynlighed for økonomisk tab ved fejl.

Når der skal testes for den ultimative grænseværdi, skal der anvendes en partialfaktor γ_{M3} , da der kontrolleres for statisk brud. [Eurocode 1 - Del 1-1, 2012]

I dette projekt bliver rampen både påvirket af permanente laster og varierende laster, hvortil der skal ganges forskellige koefficienter på. Som følge af Eurocode 1 og konsekvensklasse 2 skal der ikke ligges en koefficient til den permanente last, mens der ved den varierende last skal ganges 1,5 på. [Eurocode 1 - Del 1-1, 2012]

I de næste afsnit vil de lastmodellerne for vertikale kræfter, horisontale kræfter og udmattelse uddybes med henblik på at beskrive de forudsætninger, rampen skal kontrolleres ud fra, således rampen kan klassificeres som sikker.

4.1 Belastningsmodel for vertikale kræfter

For broer bliver der lavet kontrolberegninger ud fra Eurocode 1 - Del 2 [1991], og mere specifikt afsnit 4 omhandlende broer anvendt til trafik. I denne standard er det først og fremmest væsentligt, at den kun gør sig gældende for broer under 200m. Derudover vil der blive taget højde for vejtrafik med biler, varevogne og lastbiler, både vertikale og horisontale kræfter, samt statik og dynamik.

Opdeling af kørebane i fiktive baner

Det første der skal gøres, når rampen skal dimensioneres, er at inddele rampen i fiktive vejbaner. Her bruges bredden af kørebanen, w, der bliver målt mellem kørebanens kansten. I dette projekt vil kørebanen dog blive målt fra rampens yderkanter, da det passer med dækpladerne og dermed kan udregningen simplificeres. Bredden w_l af de fiktive baner og det størst mulige antal hele fiktive baner findes i Tabel 4.1.

Kørebane Bredde	Antal fiktive bane	Bredde af fiktive bane	Bredde rest område
w < 5,4m	$n_1 = 1$	3 m	w - 3 m
$5,4m \le 6m$ $6m \le w$	$n_1 = 2$ $n_1 = Int(\frac{w}{2})$	$\frac{\frac{w}{2}}{3 \text{ m}}$	$0 \ w-3\cdot n_1$

Tabel 4.1: Oversigt over antallet af kørebaner. [Eurocode 1 - Del 2, 1991]

Placering og nummerering af baner til design

Placeringen og nummereringen bestemmes ud fra disse betingelser:

- Placering af den fiktive bane er ikke bestemt efter nummeret
- For hver verifikation af rampen skal placeringerne af lasterne på broen lægges, således de bliver mest ugunstig.
- Værdier omhandlende udmattelse skal vælges ud fra forhold med normale omstændigheder.
- Banerne nummereres ud fra, hvor udsatte de er. Den mest udsatte bane får givet nummeret 1, hvorefter den anden mest udsatte bane nummereres 2 osv.

På Figur 4.1 herunder illustreres et eksempel på.



Figur 4.1: Indeling af fiktive kørebaner. [Eurocode 1 - Del 2, 1991]

Model 1

Model 1 er udregningsmodellen fra standarden, der bruges til at specificere lastsituationen. Den skal derfor benyttes for at kontrollere, hvorvidt rampen kan holde til den belastning, som den vil blive udsat for i praksis.

De ensartede distribuerede laster (UDL system) har følgende vægt per kvadratmeter:

$$q_{nk} = a_q \cdot q_k \tag{4.1}$$

Model 1 skal anvendes på hver fiktiv bane. På bane nr. *i* vil lasterne refereres som $\alpha_{Qi}Q_{ik}$ og $\alpha_{qi}q_{ik}$, se Tabel 4.2. Koefficienterne α_{Qi} og α_{qi} bestemmes ud fra den forventede trafik. Hvis disse faktorer ikke er specificeret sættes faktoren lig med et. En koefficient på 1 svarer til en trafik, hvor der forventes tung industriel transport, hvilket ikke er tilfældet ved denne rampe. Der vælges derfor en koefficient på 0,8, hvilket svarer til den forventede trafik på denne rampe.

De karakteriske værdier for Q_{ik} og q_{ik} kan findes i tabellen.

Discoring	Tandem system TS	UDL system
Tacering	Aksel system kN	$q_{ik}kN/m^2$
Bane 1	300	9
Bane 2	200	2,5
Bane 3	100	2,5
Andre baner	0	2,5
Resterende område	0	2,5

Model 1 kan også ses beskrevet på Figur 4.2.



Figur 4.2: Opsætningen af model 1. [Eurocode 1 - Del 2, 1991]

For at teste for lokale belastninger anvendes et tandem system, der placeres det mest ugunstige sted. Systemet består af 4 plader, der er placeret 1,2m og 2m fra hinanden. Dette kan ses på Figur 4.3.



Figur 4.3: Dimensioner for lokalbelastning. [Eurocode 1 - Del 2, 1991]

Til udregningen af spændinger og udbøjninger kan der anvendes en yderligere simplificeret model, hvor der kun benyttes en enkelt akse. Dette vurderes dog ikke nødvendigt at kontrollere for, da model 1 vurderes at være fyldestgørende. Derudover kan der ifølge standarden også laves en belastningsmodel, der tager højde for menneskemængder. Dette vurderes ikke at være relevant, da passagerne ombord skal forlade skibet med en separat landgang og mennesker derfor ikke vil befinde sig på rampen.

4.2 Horisontale kræfter

I den statiske analyse skal der ligeledes kontrolleres imod horisontale kræfter, hvilket hovedsageligt indebærer bremse og accelerationskræfter. Disse kræfter fordeles på overfladen i den langsgående retning. Den karakteriske last Q_{lk} er begrænset til 900kN for den totale længde af rampen. Placeringen af denne last kan med fordel være i bane 1, da der i forvejen er de største laster, og dette vil være den mest ugunstige position. Værdierne hertil anvendes til at finde den karakteriske last med formlen:

$$Q_{lk} = 0.6\alpha_{Ql}(2Q_{lk}) + 0.10\alpha_{ql}q_{lk}w_lL$$
(4.2)

$$180\alpha_{Ql} \le Q_{lk} \le 900 \tag{4.3}$$

hvor L betegner længden af belastningen, altså den forventede bremselængde af et køretøj.

Der kan også tages højde for accelerationskræfter, hvilket udregnes på samme måde som bremsekræfter, men virker i modsatte retning, og derfor ikke vurderes nødvendigt.

4.3 Udmattelse

Overordnet set vil trafikken, der kommer over rampen, producere et spektrum af spændinger, der med tiden vil give udmattelse i rampen. Det spændingsspektrum vil afhænge af geometrien af køretøjer, aksel belastninger og mængden af trafik.

Udmattelsesmodel 1 anvendes til at bestemme maksimale og minimale spændinger ud fra de mulige belastningstilfælde.

Det første der skal bestemmes, er trafikkategorien i forhold til mængden af lastbiler. Da der antages, at der kører mindre end 50.000 lastbiler om året, vælges kategori 4.

For at kontrollere udmattelsen i ramperne, anvendes igen model 1 fra det tidligere afsnit. Hertil ændres partialkoefficienterne, så Q_{ik} skal ganges med 0,7 og q_{ik} skal ganges med 0,3.

Det vurderes endeligt ikke nødvendigt at lave udmattelsesberegninger på kantstenen, da køretøjerne kører langsomt over rampen, og der derfor ikke vil ske en rigtig kollision.

5 | Analytisk kontrol af Rampe 1

5.1 Statisk analyse

For at sikre rampens sikkerhed vil der blive lavet to udregningsmodeller for den simple rampe med de store trug. Det gøres for at have et sammenligningsgrundlag for at tjekke validiteten af FEM analysen, der senere vil blive vist.

Rampen kontrolleres efter kravene, der blev redegjort for i forrige afsnit vedrørende design. Hertil regnes reaktionskrafter først med det formål at finde spændingerne. Den overordnede belastningsmodel med både karakteristiske laster og egenlaster kan ses på Figur 5.1, hvor lasterne er blå og reaktionskræfterne er røde.



Figur 5.1: Statisk belastningssituation af rampe 1.

Rampen er antaget til at være et simpelt understøttet profil, der understøttes ved knækket af en bærebjælke. Først og fremmest belastes den af de to punktlaster, derudover ligger der også en karakteristisk linjelast over rampen. Rampen belastes også af den horisontale bremsekraft, samt egenlasten fra vægten.

Der skal udregnes to reaktionskræfter ved punkt A og en enkel vertikal reaktionskraft ved punkt B. Det gøres ved at opstille de tre ligevægtsligninger, som illustreret herunder.

$$\sum F_x \qquad R_{ax} + q_h \cdot 5 = 0 \tag{5.1}$$

$$\sum F_y \qquad R_{ay} + R_b - q_n \cdot 19 - q_e \cdot 19 - 2 \cdot Q_n = 0 \tag{5.2}$$

$$\sum M_A \qquad R_b \cdot 15 - q_n \cdot 19 \cdot 9, 5 - q_e \cdot 19 \cdot 9, 5 - Q_n \cdot 6, 5 - Q_n \cdot 8, 5 = 0 \tag{5.3}$$

Reaktionerne for understøtninger er således:

$$R_{ax} = -540,000 \,\mathrm{N} \tag{5.4}$$

$$R_{ay} = 2,030 \,\mathrm{kN}$$
 (5.5)

$$R_b = 2,850 \,\mathrm{MN}$$
 (5.6)

Disse kræfter kan bruges til at udregne snitkræfter, der senere skal anvendes til kontrol af få- og mangegangsbelastnignerne af rampen.

Snitkræfter

Rampen opdeles i 6 snit, der hver får deres egne ligevægtsligninger og snitkræfter. Snitinddelingen kan ses på Figur 5.2.



Figur 5.2: Inddelings af snit.

Der vises udregningseksempler fra snit 2 og 5, hvortil resten kan findes i Appendiks C.1. De forskellige kræfter, der påvirker i snit 2, kan ses på Figur 5.3.



Figur 5.3: Statisk belastningssituation for snit 2.

Snit 2 påvirkes først af reaktionskræfterne, derefter påsættes belastningerne fra linjelasterne, altså nyttelast og egenlast. Til sidst begynder den horisontale belastning fra bremsekraften, og i enden ligger snitkræfterne. For at finde snitkræfterne opstilles de tre ligevægtsligninger. Dette snit er gældene for $5m \le x < 6,5m$.

$$\sum F_x \qquad R_{ax} + N + q_h \cdot (x - 5) = 0$$
 (5.7)

$$\sum F_y \qquad R_{ay} - q_n \cdot x - q_e \cdot x + V = 0 \tag{5.8}$$

$$\sum F_x \qquad R_{ax} + N + q_h \cdot (x - 5) = 0 \tag{5.7}$$

$$\sum F_y \qquad R_{ay} - q_n \cdot x - q_e \cdot x + V = 0 \tag{5.8}$$

$$\sum M \qquad - R_{ay} \cdot x - \frac{q_n \cdot + x^2}{2} + \frac{q_e \cdot x^2}{2} + M = 0 \tag{5.9}$$

Af disse ligninger fås en del af de samlede snitkraftkurver.

Dernæst laves udregninger for snit 5, hvortil der nu også er påsat de to punktlaster, samt hele bremsekraften.



Figur 5.4: Statisk belastningssituation for snit 5.

De tre ligevægtsligninger opstilles igen, hvor snit 5 nu er gældende for $10m \leq x < 15m.$

$$\sum F_x \qquad R_{ax} + N + q_h \cdot (x - 5) = 0 \tag{5.10}$$

$$\sum F_y \qquad R_{ay} - q_n \cdot x - q_e \cdot x + V = 0 \tag{5.11}$$

$$\sum M_A \qquad -\frac{q_n \cdot x^2}{2} - \frac{q_e \cdot x^2}{2} + M = 0 \tag{5.12}$$

Alle funktionerne for snitkrafterne samles i en graf, som kan ses på Figur 5.5.



Her kan det ses, at der i den starten vil være en normalkraft tilsvarende til bremsekraften, der efter 5m langsomt reduceres. Det ses også, at forskydningskraften gradvist øges indtil bærebjælkens understøtningspunkt ved 15m. Endeligt observeres, at momentet er højest mellem de to punktlaster, hvilket stemmer godt overens med forventningerne.

5.2 Udregning af inertimoment

For at finde spændingen i rampen skal der bruges et inertimoment. Da rampen har en kompleks struktur, fremvises udregningsmodelling til at finde inertimomentet.

Når inertimomentet udregnes, bruges en simplificeret model, hvor sidevæggene i trugene er lodrette og har skarpe kanter, hvilket kan ses på Figur 5.6.



Figur 5.6: Simplificering til udregningen af inertimoment.

De anvendte mål kan ses på Figur 5.7, samt i Tabel 5.1.



Figur 5.7: De anvendte dimensioner med neutralakser.

De aktuelle værdier ses her:

Geometri	Dimension [mm]
h	500
L	820
b_1	420
b_2	300
t_1	15
t_2	15

Tabel 5.1: Dimensioner af trug.

Overordnet set opdeles et trug i tre dele: toppladen, skrå trugplader og bundplade til trug. De individuelle inertimomenter udregnes først, hvorefter de bliver lagt sammen med superpositionsprincippet. Udregningerne kan ses i Appendiks A.

Neutralaksen placeres i center på toppladen, hvor afstanden derefter skal findes til neutralaksen for de forskellige elementer. Eksempel for element 3 ses i ligningen:

$$y_3 = \frac{h}{2} + \frac{t_2}{2} = 257,5\,\mathrm{mm} \tag{5.13}$$

Derefter skal arealet for elementerne bestemmes. Det er ligeledes udregningen for element 3, der herunder præsenteres:

$$A_3 = \left(h - \frac{t_1}{2}\right) \cdot t_1 \cdot 2 = 14\,775\,\mathrm{mm}^2\tag{5.14}$$

Massemidtpunktet kan findes ved hjælp af arealerne og afstanden til neutralakserne. Dette gøres ved:

$$y_y = \frac{y_2 \cdot A_2 + y_3 \cdot A_3}{A_{total}} = 194 \,\mathrm{mm} \tag{5.15}$$

Afstanden til massemidtpunktet findes ved at inddrage de ovenstående udregninger, hvilket gøres ved at trække afstanden fra neutralaksen fra massemidpunktets afstand til neutralaksen.

Dernæst findes inertimomentet givet af geometrien af de tre elementer. Ved element tre simplificeres inertimomentet til at være et lodret rektangel. Udregningerne for disse kan ses herunder:

$$I_1 = \frac{L \cdot t_1^3}{12} = 0.23 \cdot 10^6 mm^4 \tag{5.16}$$

$$I_2 = \frac{b_2 \cdot t_2^3}{12} = 0.38 \cdot 10^6 mm^4 \tag{5.17}$$

$$I_3 = \frac{h^3 \cdot t_2}{12} \cdot 2 = 313 \cdot 10^6 mm^4 \tag{5.18}$$

For at opnå det samlede værdi for inertien, skal arealmomentet også medregnes, hvilket relaterer afstanden til massemidtpunktet. Der tages igen udgangspunkt i element 3 herunder:

$$I_{y3} = I_3 + A_3 \cdot y_{y3}^2 = 373 \cdot 10^6 mm^4 \tag{5.19}$$

Når alle disse inertimomenter er fundet, summeres de, for at udregne det samlede inertimoment for et trugafsnit. Dette kan så ganges op til passende antal trugafsnit, hvilket vil blive gjort i det næste afsnit.

$$I_y = I_1 + I_2 + I_3 = 1299 \cdot 10^6 mm^4 \tag{5.20}$$

5.3 Udbøjning

Det første, der kontrolleres, er udbøjningen. Hertil anvendes en række antagelser, for at simplificere modellen. For det første regnes der kun udbøjning fra landfæstningen til bærebjælken, da det antages, at udbøjning vil være højest her. Derudover antages det, at sideliggene trug vil optage nogle af kræfterne, der derfor vil blive fordelt på et bredere areal. Det antages, at punklasterne bliver fordelt på en længde af 15 m. Da rampen er simplificeret til en simpel understøttet bjælke, anvendes simple udbøjningsformler fra Gere og Goodno [2013]. Det første det udregnes, er for linjelasten:

$$u_q = \frac{5 \cdot q_n \cdot L^2}{384 \cdot E \cdot (I_y \cdot \frac{15000}{800})} = 8,6mm$$
(5.21)

Udbøjning for punktlasterne udregnes ved:

$$U_Q = \frac{P \cdot L^2 \cdot (\frac{L}{2} - 1)}{8 \cdot E \cdot (I_y \cdot \frac{15000}{800})} = 22,1mm$$
(5.22)

Disse udbøjninger kan sammenlægges for den totale udbøjning, som er:

$$u_{total} = u_q + u_Q = 30,7mm \tag{5.23}$$

Det overholder det givne krav om:

$$u_{max} = 15m \cdot \frac{1}{400} = 37,5mm \tag{5.24}$$

$$30,7mm < 37,5mm$$
 (5.25)

Derved er rampen kontrolleret for udbøjning.

5.4 Fågangsbelastning af rampe

Efter at have udregnet udbøjningen skal der kontrolleres for spændingerne ved fågangsbelastning. Her observeres der først på snitkravkuverne for at få et estimat for, hvor spændingerne er størst. Det ses på Figur 5.5, at det store moment vil bevirke, at spændinger her vil være højest.
Spændinger kontrolleres derfor ved en x-værdi på 6,49, så momentet og normalkraften inkluderes. Spændingen, der forekommer som følge af trækspændingen, udregnes først:

$$\sigma_N = \frac{N}{A} = 654\,239\,\mathrm{Pa} \tag{5.26}$$

Derefter findes bøjningsspændingen ved hjælp af momentet i snittet, inertimomentet og afstanden fra massemidtpunktet:

$$\sigma_B(y) = -\frac{M \cdot y}{I} = 129,9 \,\mathrm{MPa} \tag{5.27}$$

Den endelig spænding kan findes ved at summere træk- og bøjningsspændingen:

$$\sigma_x(y) = \sigma_N + \sigma_M(y) = 131.6 \,\mathrm{MPa} \tag{5.28}$$

Normalspænding varierer over tværsnittet, som det kan ses på Figur 5.8. Det observeres her, at spændingen ikke er symmetrisk langs profillet, hvilket skyldes det forskudte massemidtpunkt.



Figur 5.8: Normalspænding fordelt over tværsnit.

Tværspændingen skal herefter findes, da dette også er en kontrolparameter. Dette findes ved:

$$\tau = \frac{V \cdot Q}{I \cdot t} \tag{5.29}$$

Den eneste ukendte i denne formel er arealmomentet Q. For at udregne dette skal geometrien af truget simplificeres, hvilket gøres ved at udrette trugvæggene, så disse er lodrette rektangler, som samles på midten, så det kommer til at ligne et I-profil med forskellig flangebredde. Denne simplificering kan kun udføres når der kontrolleres imod bøjning, hvorimod hvis der blev testet for torsion, ville være store forskelle. Simplificeringen kan ses på Figur 5.9.



Figur 5.9: Simplificering af arealmoment.

Arealmomentet for kroppen kan udregnes som et I-profil med et forskudt massemidtpunkt. Der skal derfor laves to funktioner for arealmomentet, da det ikke er symmetrisk. Formlen for den øverste del ses her:

$$Q(y) = A_1 \cdot y_1' + A_2 \cdot y_2' \tag{5.30}$$

$$=b_1\left(\frac{h}{2}-\frac{h_1}{2}\right)\cdot\left(\frac{h_1}{2}+\frac{\frac{h}{2}-\frac{h_1}{2}}{2}\right)+2\cdot t_1\left(\frac{h_1}{2}-y\right)\left(y+\frac{\frac{h_1}{2}-y}{2}\right)$$
(5.31)

Den samme formel anvendes for den nederste del, hvor b og højderne er ændret. Hvis dette indsættes i formlen for tværspænding, fås en funktion for spændingen over profilet, som kan ses på Figur 5.10. Da erfaringer viser, at tværspændingen i flangen er mindre end kroppen, vurderes det ikke nødvendigt at finde.



Figur 5.10: Tværspænding fordelt over tværsnit.

Når både normal og tværspændingen er blevet udregnet, kan en referencespænding findes ved anvendelse af Von Mises flyderkriterie. I dette simplificerede tilfælde vil rampen udelukkende blive udsat for bøjning, hvilket bevirker, at der kan regnes med σ_x og τ_{xy} . Med dette beskrives ligningen som:

$$\sigma'(y) = \sqrt{\sigma_x(y)^2 + 3\tau_{xy}(y)^2} = 131,2 \,\mathrm{MPa}$$
(5.32)

Når denne graf opsættes observeres det, at den største Von Mises spænding findes ved i bunden af profilet, som set på Figur 5.11.



Figur 5.11: Von Mises spænding fordelt over tværsnit.

Afslutningsvist kontrolleres dette mod Schjødt-Thomsen og Mouritsen [2003], hvortil der anvendes de tidligere nævnte sikkederhedsfaktorer.

$$\sigma'(y) \le \frac{\sigma_y}{1.35} \tag{5.33}$$

$$131,2 \text{ MPa} \le 263,0 \text{ MPa}$$
 (5.34)

Da dette er opfyldt er rampen kontrolleret mod fågangsbelastning.

5.5 Mangegangsbelastning af rampe

Kontrol for udmattelsen i rampen skal forekomme, da den vil blive påvirket af vekslende belastninger, hvilket kan bevirke brud langt før brudspændingen opnås.

Først bestemmes de forskellige belastningssituationer, der giver anledning til spændingsvidden. I dette tilfælde vil forskellen ligge i, om der er belastning fra køretøjer, eller rampen er ubrugt og kun belastes af egenlasterne. I praksis vil belastningssituationen se ud som på Figur 5.12.



Figur 5.12: Spektrum for spændingvidde. [Norton, 2014]

Med de indsatte partialkoefficienter, der er angivet i kapitel 4, kan de maksimale og minimale spændinger udregnes. Værdierne kan ses i udregninger herunder:

$$\Delta \sigma = \sigma_{maks} - \sigma_{min} = 63 \,\mathrm{MPa} \tag{5.35}$$

$$\Delta \tau = \tau_{maks} - \tau_{min} = 5 \,\mathrm{MPa} \tag{5.36}$$

Dernæst skal den kontroldefinerende spænding bestemmes, hvilket gøres ved først at bestemme detaljekategorien, hvilket er et udtryk for lastsituation og geometri. Da der kontrolleres for ortotropiske ståldæk med en tykkelse på over 12 mm skal en detaljekategori på 71 anvendes. Hertil er situationen i konsekvensklasse 2, og der anvendes en skadestolerant vurderingsmetode, hvilket bevirker, at rampen skal inspiceres. Eurocode 3 - Del 1-9 [1993]

Med denne information kan den maksimale tiladelige spændingsvidde findes med formlen:

$$\Delta \sigma_{kontrol} = 71 \left(\frac{2 \cdot 10^6}{2, 5 \cdot 10^6} \right)^{\frac{1}{3}} = 66 \,\mathrm{MPa}$$
(5.37)

Hermed kan det konkluderes, at rampen kan holde til mangegangsbelasningerne da:

$$63 \le 66 \tag{5.38}$$

$$5 \le 66 \tag{5.39}$$

6 | Teori om Finite Element Method

I dette kapitel vil der redegøres for den grundlæggened teori, der ligger bag en finite element metoden. Dette gøres for at opnå større indsigt i, hvad der sker, og giver bedre redskaber til fejlfinding. Teorien i kapitlet er baseret på Cook [2001].

6.1 Introduktion

Finite element metoden (FEM) er en metode der numerisk finder løsninger til komplekse problemer. Disse problemer kræver, at den rumlige distribuering af en eller flere afhængige variabler bestemmes. På denne måde findes f. eks flytninger og spændinger i et profil. Matematisk set vil et sådan problem være beskrevet med en række differential ligninger eller af et integraleudtryk.

Individuelle endelige elementer kan visualiseres som små dele af en samlet struktur. Elementerne er forbundet ved punkter, der bliver kaldt knuder, hvor samlingen af alle elementerne kaldes en finite element struktur. De forskellige ordninger af elementer kaldes et mesh. Numerisk er et mesh repræsenteret af en række algebraiske ligninger, der kan løses for de ukendte ved knuderne. Løsningen af det komplekse problem findes i de ukendte knudeværdier, hvortil nogle kan komme fra den første afledte. Løsningen til de ukendte knudeværdier kan samles i en struktur, der vil angive en approksimation af den eksakte løsning.

Når et problem skal løses, vil processen oftest blive inddelt i tre faser: klassificering, modellering og diskretisering.

Klassificering

Første trin, når et problem skal løses, er at identificere det. Hertil er der flere ting, der skal overvejes for at få, det ønskede resultat. Før analysen skal følgende overvejes:

- Hvad er de vigtige fysiske fænomener
- Er problemet tidsafhænigt
- Hvilke resultater ønskes af analysen
- Hvor stor nøjagtighed er nødvendig

Modellering

Formålet med modelleringen er at simplificere et fysisk problem til noget, der kan løses analytisk, hvortil der kan ekskluderes små detaljer, og kun de essentielle faktorer inkluderes. Det er derfor vigtigt at anerkende, at FEM er en simulering, der tager højde for geometri, materiale egenskaber, laster og randbetingelser.

Diskretisering

Den matematisk model er diskretisret ved at opdele meshet i et endeligt antal elementer. Derved er et fuldt kontinuert felt repræsenteret, som et stykvis kontinuert felt med et endeligt antal af knudeværdier og simple interpolationer mellem hvert element, hvilket inkluderer endnu en approksimation. Der er derfor introduceret to forskellig typer fejl i resultatet, modelfejl og diskretiseringsfejl. Modelfejlen kan reduceres ved at øge omfanget af modellen, mens diskretiseringsfejlen kan mindskes ved at øge antallet af elementer i analysen.

6.2 Udregningsprocedyre ved FEM

Til at lave simple FEM udregninger kan der anvendes endimensionelle elementer. Det kan inkludere et stangelement, der er belastet aksialt eller et bjælkeelement, der er lastet på langs. Dette er to simple og ofte anvendte elementer til FEM.

Et endeligt element har en karakteristisk matrice, der ved lastanalyse også kaldes stivhedsmatrice. Endimensionelle elementer er simple, og kan derfor formuleres ved en direkte metode.

Uanset mængden eller typerne af de anvendte elementer vil en udregningsprocedyre for en tidsuafhænig FEM model se sådan ud:

- 1. Opstil matricer der beskriver element opførsel
- 2. Forbind elementerne og opstil en struktur matrice
- 3. Angiv laster på udvalgte knuder
- 4. Angiv randbetingelser
- 5. Løs ligningerne ved knuderne for at finde feltværdier
- 6. Udregn gradienter

Stang element

For at udregne en FEM model kan der anvendes et stangelement. Her tages der udgangspunkt i en elastisk stang med længde L, elasticitetsmodul E og areal A. Der er placeret en knude i hver side, hvor der er tilladte forskydninger u_1 og u_2 . Den interne aksiale spænding kan relateres med F_1 og F_2 , og beskrives med ϵ og E. Dette kan ses på Figur 6.1.



Figur 6.1: Stangelement der kan optage aksiale belastninger. [Cook, 2001]

Dette kan beskrives med ligningen:

$$\frac{A \cdot E}{L}(u_1 - u_2) = F_1 \tag{6.1}$$

$$\frac{A \cdot E}{L}(u_2 - u_1) = F_2 \tag{6.2}$$

(6.3)

Dette kan opstilles på vektorform:

$$\begin{bmatrix} k & -k \\ -k & k \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_1 \\ F_2 \end{pmatrix}$$
(6.4)

Hvilket kan samles til:

$$[k]\{d\} = -\{r\} \tag{6.5}$$

Hvor [k] angiver den lokale elementstivhedsmatrice, der beskriver de faste parametre for elementet.

Når der laves FEM analyser, samles en masse lokale stivhedsmatricer til en samlet global stivhedsmatrice. For at beskrive denne, tages der udgangspunkt i et stangelement med tre knuder og to elementer, som det ses på Figur 6.2.



Figur 6.2: Samling af to stangelementer til en global struktur. [Cook, 2001]

Stivhederne for de to elementer beskrives som k_1 og k_2 , og hvis de samles i matricen, vil ligningen se sådan ud

$$\begin{bmatrix} k_1 & -k_1 & 0\\ -k_1 & k_1 + k_2 & -k_2\\ 0 & -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_1\\ u_2\\ u_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_1\\ F_2\\ F_3 \end{pmatrix}$$
(6.6)

Dette kan samles til:

$$[\mathbf{K}]\{\mathbf{D}\} = \{\mathbf{R}\}\tag{6.7}$$

Ved stort set alle analyser vil der også være påsat randbetingelser, der vil ændre på strukturen. For at forklare dette, tages der udgangspunkt i det tidligere beskrevne stangelement, hvor venstre siden er fast understøttet, og forskydningen u_1 er derfor 0. Den globale stivhedsmatrice vil så relatere til de resterende frihedsgrader:

$$\begin{bmatrix} k_1 + k_2 & -k_2 \\ -k_2 & k_2 \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u_2 \\ u_3 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F_2 \\ F_3 \end{pmatrix}$$
(6.8)

Hvor de to forskydninger kan findes, hvis de to laster på knuderne er bestemt.

Bjælke element

Et andet element, der ofte anvendes, er bjælkeelementet. Hver knude har to frihedsgrader, hvor stangelelementet kun havde en. Som det ses på Figur 6.3 kan bjælkeelementet rotere, samt optage vertikale belastninger.



Figur 6.3: Bælkeelement der kan optage vertikale belastninger og moment.[Cook, 2001]

På samme måde, som det er fremstillet i tidligere afsnit, kan stivhedsmatricen for elementet, der inkluderer de faste parametre, opstilles.

$$[k] = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} & k_{13} & k_{14} \\ k_{21} & k_{22} & k_{23} & k_{24} \\ k_{31} & k_{32} & k_{33} & k_{34} \\ k_{41} & k_{42} & k_{43} & k_{44} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} v_1 \\ \theta_1 \\ v_2 \\ \theta_2 \end{pmatrix}$$
(6.9)

Den højre parentes viser, hvad stivhederne relatere til.

6.3 Interpolation og formfunktioner

Det er kun få elementer, der kan beskrives på den direkte metode, som stang og bjælke elemnterne kan. Generelt vil formuleringen af elementer afhænge af spænding-tøjningsrelationer, tøjning-forskydningsrelationer og energi betragtninger.

Spænding-tøjnings relation

For at opstille spændings-tøjnings relationen bliver spænding og tøjning beskrevet som vektorer, og elasticitetsmodulet beskrives som en konstitutiv matrice. For liniær elastiske betingelser kan dette beskrives som:

$$\{\sigma\} = [E]\{\epsilon\} + \{\sigma\} \tag{6.10}$$

Dette er gældende i både en, to og tre dimensioner. Herunder vil et eksempel for to dimensioner blive beskrevet.

$$\begin{pmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} E_{11} & E_{12} & E_{13} \\ E_{21} & E_{22} & E_{23} \\ E_{31} & E_{32} & E_{33} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} + \begin{pmatrix} \sigma_{x0} \\ \sigma_{y0} \\ \tau_{xy0} \end{pmatrix}$$
(6.11)

Tøjning-forskydnings relation

Et forskydningsfelt beskriver, hvordan en krop deformere, og hvordan det forskydes. For at finde formlerne for tøjning anvendes den klassiske ingeniørmæssige tøjning, hvortil de er beskrevet

som.

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \qquad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \qquad \gamma_x = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x}$$
(6.12)

Udtrykket opstilles derefter på matrix form.

$$\begin{pmatrix} \epsilon_x \\ \epsilon_y \\ \gamma_{xy} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix}$$
(6.13)

Dette kan også beskrives mere kompakt som:

$$\{\epsilon\} = [\partial]\{u\} \tag{6.14}$$

Interpolation

At interpolerer, betyder at omforme en kontinuert funktion, der tilfredsstiller angivne betingelser for et endeligt antal punkter. I FEM vil den interpolerende funktion næsten altid være et polynomie, hvilket giver et kontinuert felt.

Der tages udgangspunkt i et generelt tilfælde med frihedsgrader a_p , et interpolerende polynomie med afhængig variabel ϕ og uafhængig variabel x, hvilket kan skrives med formlen.

$$\phi = \lfloor X \rfloor \{a\} \tag{6.15}$$

Hvor:

$$\lfloor X \rfloor = \lfloor 1 \quad x \quad x^2 \quad \dots \quad x^n \rfloor \quad \text{og} \quad \{a\} = \lfloor a_0 \quad a_1 \quad a_2 \quad \dots \quad a_n \rfloor^T \tag{6.16}$$

Hertil vil der med en n-værdi på 1, laves lineær interpolation og ved en n-værdi på 2, vil det være kvadratisk. a_i kan beskrives som knudeværdien for ϕ , hvilket kommer for kendte værdier af x. Denne relation mellem knudeværdier og a_i kan beskrives:

$$\{\phi_e\} = [A]\{a\} \tag{6.17}$$

Hvor hver række i [A] er $\lfloor X \rfloor$ evalueret ved den passende knude. Af disse to ligninger fås.

$$\phi = \lfloor N \rfloor \{\phi_e\} \quad \text{hvor} \quad \lfloor N \rfloor = \lfloor X \rfloor [A]^{-1} = \lfloor N_1 \quad N_2 \quad \dots \rfloor \quad (6.18)$$

Et individuelt N_i i matricen kaldes formfunktion, hvor hvert N_i beskriver interpolationen fra $\phi = \phi(x)$, hvor alle andre indgange vil give 0. Når der arbejdes med samling af elementer vil knudeværdien ϕ_e vises i $\{D\}$; den globale frihedsgradsvektor, hvilket derfor er nødvendigt at anvende for at løse den globale ligning $[\mathbf{K}]\{\mathbf{D}\} = \{\mathbf{R}\}$.

Interpolationerne kan være af forskellig kompleksitet. Hertil menes der, at når der laves FEM, skal der vælges en grad af kontinuitet, der vil have indflydelse på analysens præcision, hvilket benævnes som C^m . Her er et C^0 felt kontinuert, men den første afledte vil ikke være kontinuert. Dette kan også ses beskrevet på Figur 6.4.



Figur 6.4: Interpolation af c^0 og C^1 grad. [Cook, 2001]

Elementmatricen

Der vil nu blive udledt formler for elementstivhedsmatricen ved hjælp af princippet om virtuel arbejde. Disse resultater gælder for ofte anvendte elementer, og er baseret på interpolation af forskydningerne fra knudernes frihedsgrader.

En virtuel forskydning er en meget lille ændring i konfigurationen af et system, dog skal den stadig være realistisk og ikke overtræde kompatibiliteten og randbetingelserne. Princippet kan beskrives som:

$$\int \{\delta\epsilon\}^T \{\sigma\} \, dV = \int \{\delta u\}^T \{F\} \, dV + \int \{\delta u\}^T \{\phi\} \, dS \tag{6.19}$$
(6.20)

Her er ∂ udskiftet med δ , da der er tale om en virtuel forskydning. Ligningen beskriver, at et inkrement af tøjningsenergien er lig med et inkrement af arbejdet udført af de indre kræfter i volumen og overfladekræfter på overfladen S.

Hvis forskydningerne $\{u\}$ interpoleres over et element, som vist tidligere, fås:

$$\{u\} = [N]\{d\} \tag{6.21}$$

hvor $\{d\}$ lister frihedgraderne for knudeflytningen af et element. Tøjningen bestemmes så ud fra disse flytninger.

$$\{\epsilon\} = [B]\{d\} \quad \text{hvor} \quad [B] = [\partial][N] \tag{6.22}$$

Matricen $\left[B\right]$ kaldes tøjning-forskydnings matrice. Med dette kan forskydning og tøjning bestemmes.

$$\{\delta u\}^T = \{\delta d\}^T [N]^T \qquad \text{og} \qquad \{\epsilon\}^T = \{\delta d\}^T [B]^T \tag{6.23}$$

Dette kan derefter indsættes i Ligning 6.20, hvortil der med ligevægt kan udledes, at de giver:

$$[k]\{d\} = \{r_e\} \tag{6.24}$$

Hvor elementstivhedsmatrice er:

$$[k] = \int [B]^T [E] [BdV] \tag{6.25}$$

Hvis vektor belastningerne påsættes, fås:

$$\{r_e\} = \int [N]^T \{F\} dV + \int [N]^T \{\phi\} dS + \int [B]^T [E] \{\epsilon_0\} dV - \int [B]^T \{\sigma_0\} dV$$
(6.26)

Denne ligning definerer konsistente knudekræfter, hvilket betyder, at $\{r_e\}$ er defineret af brugen samme formfunktioner, der er anvendt i stivhedsmatricen.

Samlingen af alle elementerne, der former en FE struktur, kan gøres ved at tilføje et summationstegn foran ligningen. De forskellige knuder samles til en elementmatrice, der konceptuelt udvides til strukturens størrelse, hvortil hele konstruktionen er dækket, og kan beregnes. Dette er de overordnede trin, der udføres ved en simpel FEM analyse.

7 | FEM kontrol af Rampe 1 og 2

I dette kapitel foretages en FEM analyse af de to ramper. Formålet er at kontrollere ramperne for de gældende normer og standarder, samt give indblik i sammenligningsparametre.

7.1 Forudsætninger for analyse

Den første og vigtigste forudsætning for analysens korrekthed er, at lasttilfældet, der er angivet i Kapitel 4, kan påsættes 3D modellen. Hertil er der lagt plader, hvortil de individuelle hjulbelastninger kan pålægges. Materiale for hele rampen er stål 355, som angivet tidligere. Analysen er ikke tidsafhænig og alle analyser udføres derfor statisk.

Af analysen forventes at finde samme resultater, som ved den analytiske kontrol. Dette inkludere udbøjning, den højeste Von Mises spænding, den højeste spændingsvidde, samt lokalisering af, hvor der vil være udsatte spændingskoncentrationer.

Præcisionen af analyserne skal også specificeres. Til analysen anvendes 3D solide emner, der er meget computertunge i forhold til simuleringstiden. Der skal derfor bestemmes størrelsen af meshet, hvortil forskellige størrelser og tid sammenlignes.

	Mesh	Minimum element	Tid [min]	Spænding [MPa]
Analyse 0	0,6	0,2	5	Mesh ikke tilstrækkeligt
Analyse 1	0,4	0,2	9	157
Analyse 2	0,2	0,2	12,5	171,7
Analyse 3	0,2	0,15	12,5	171,6
Analyse 4	0,15	0,2	23	177
Analyse 5	0,1	0,2	>75	Ikke gennemført

Tabel 7.1

Ved disse simuleringer er spændet for meshet ikke så stort, da et mesh med lav nøjagtighed ikke kan gennemføres, mens et mesh med høj nøjagtighed vil forlænge tiden eksponentielt, hvortil analysen ikke kan gennemføres, grundet den anvendte hardware's begrænsning. De anvendte sammenligningsparametre er den valgte mesh, som er en brøkdel af afgrænsningsområdets længde. Størrelsen af de mindste elementer som brøkdel af gennemsnitselementet. Derudover bruges også tid og resultat som sammenligningsgrundlag.

På baggrund af resultaterne i Tabel 7.1 anvendes et mesh, som ved analyse 2, da det anses som værende tilpas præcist til de nødvendige beregninger. Der er ved analysen ikke indlagt nogen lokal mesh, da softwaren selv laver en blød regulering af dette, grundet den gennemsnitlige minimering af elementet.

7.2 Kontrol af Rampe 1

Der laves kontrol af de to ramper ved hjælp af FEM, hvilket giver et præcist indblik i belastningssituationen. Til kontrollen er det nødvendigt at køre flere analyser af ramperne, da hver kontrolparametre har forskellige partialkoefficienter og sikkerhedsfaktorer, der er beskrevet i Kapitel 4. Der vil først blive kontrolleret mod udbøjningen, derefter vil fågangsbelastningen blive kontrolleret med Von Mises, og afslutningsvist vil udmattelsen kontrolleres.

Udbøjning af rampe 1

For at udregne udbøjningen anvendes den samme understøtningsmodel som ved den analytiske model, hvor rampen er understøttet på langs ved knækket.



Figur 7.1: Udbøjning med FEM.

Der ses på Figur 7.1, at den største udbøjning ligger på midten af den vandrette del af rampen, hvilket også gjorde sig gældene i den analytiske beregning. Udbøjning her er 17,95 mm, hvilket overholder kravet om:

$$17,95mm < 37,5mm$$
 (7.1)

Fågangskontrol med Von Mises af rampe 1

Ved kontrol af fågangsbelastning anvendes samme model som ved udbøjningen, dog inkluderes tyngdekraften i disse beregninger. Det fremgik af FEM analysens kontrol for fågangsbelastninger, at der med denne beregningsmodel vil være spændingskoncentrationer på over 400 MPa i understøtningsprofilerne, hvilket kan ses på Figur 7.2 og 7.3.





Figur 7.2: Spændingskoncentrationer imod havn. Figur 7.3: Spændingskoncentrationer imod tvær-

drager.

For at gøre beregningsmodellen mere virkelighednær, og derved minimere spændingskoncentrationerne ved knækket, indsættes bærebjælken. Understøtningen ændres derved fra at være i tværdrageren ved knækket til det rektangulære profil i bærebjælken. Der ses bort fra den høje spænding i profillet ind mod havnen, da der her også vil skulle specialdesignes et profil, der vil give en større overflade og derved reducere spændingen. Den modificerede beregningsmodel kan ses på Figur 7.4. Belastningssituationen for bærebjælken kan også ses på Figur 7.5, hvor der her vil være en smule lokal flydning, hvilket vurderes uundgåeligt.



Figur 7.4: Ændret beregningsmodel med bærebjælke.



Figur 7.5: Analyse af bærebjæle.

Spændingerne for hele rampen kan ses på Figur 7.6.



Figur 7.6: Von mises spændinger af rampe 1.

Der ses på Figur 7.6, at spændingen på midten af rampen stemmer meget godt overens med den analytiske del, mens det også kan konkluderes, at rampen overholder kravene for fågangsbelastning da:

$$170,3MPa \le 322,7MPa$$
 (7.2)

Mangegang med Von Mises af rampe 1

Det sidste, der kontrolleres for, er udmattelsen i rampen. Hertil bruges de samme koefficienter som ved den analytiske del, og understøtningerne lægges på samme måde som ved tidligere afsnit, hvor bærebjælken er anvendt.

Ved de første analyser viste det sig at spændingsvidden ved samlingen mellem trug og profil ved knækket var højere end det tilladte. Derfor blev der indlagt en 30 mm plade for at reducere spændingen. Analyserne med maksimal og minimal belastning kan ses på Figur 7.7 og 7.8.



 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1
 1

Figur 7.7: Spænding med maksimal belastning.

Figur 7.8: Spænding med minimal belastning.

Der kontrolleres her også imod de maksimale og minimale von mises spændinger, da det ikke er muligt at finde normal og tværspændinger i Inventor. Dog skal begge kontrolleres efter samme detaljekategori. Det kan endeligt konkluderes, at rampen kan holde til udmattelsesbelastningerne da:

$$\Delta \sigma_{von} = \sigma_{vonmaks} - \sigma_{vonmin} = 53,7 \,\text{MPa} \le 66 \,\text{MPa} \tag{7.3}$$

7.3 Kontrol af Rampe 2

Ved kontrol af rampe 2 skal de samme beregningsmodeller og koefficienter anvendes.

Udbøjning af rampe 2

Det første der tjekkes er igen udbøjningen, med de samme forudsætninger og krav som rampe 1.



Figur 7.9: Udbøjning med FEM af rampe 2.

Det kan som følge af Figur 7.9 ses at udbøjningen er under kravet da:

$$16,0mm < 37,5mm$$
 (7.4)

Fågang med Von Mises af rampe 2

Det næste er kontrollering imod fågangsbelastninger, hvor der tjekkes for Von Mises spændinger.



Figur 7.10: Von Mises spændinger af rampe 2.

For at sikre konstruktionen bliver der igen kontrolleret i flere af samlingerne. Dog kan det ses på Figur 7.10, at den største spænding kan findes i tværskottet, og bunden af trugene. Dog

overholder disse spændinger stadig kravet om:

$$212 \,\mathrm{MPa} \le 263 \,\mathrm{MPa} \tag{7.5}$$

Mangegang med Von Mises af rampe 2

Det sidste, der kontrolleres for, er udmattelsen for rampen, og igen viser dette sig for at være det dimensionegivende kontrolkrav. Det har her krævet flere opjusteringer af profiler til trods for det mere komplicerede design. Ved dette design er den største spændingsvidde i bunden af tværskottet, ligesom ved fågangsbelastningen. Der kan herunder ses simuleringer for maksimal og minimal last.



Figur 7.11: Spænding med maksimal belastning.



Figur 7.12: Spænding med minimal belastning.

Da den største spændingsvidde her ligger i T-profilet, skal et nyt kontrolkrav findes, grundet en ændret detaljekategori. For et T-profil er detaljekategorien 160 og den maksimale spændingsvidde er givet ved:

$$\Delta \sigma_{kontrol} = 160 \left(\frac{2 \cdot 10^6}{2.5 \cdot 10^6}\right)^{\frac{1}{3}} = 148,5 \,\mathrm{MPa}$$
(7.6)

Spændingsvidden i bunden af trugene ligger igen tæt ved den maksimale tilladte spænding, dog stadig under den tilladte grænse. Endeligt kan det konkluderes, at rampe 2 også kan holde da:

$$\Delta \sigma_{von} = \sigma_{vonmaks} - \sigma_{vonmin} = 66,6 \,\mathrm{MPa} \le 148,5 \,\mathrm{MPa} \tag{7.7}$$

Derved er begge ramper kontrolleret for udbøjning, fågangsbelastning og udmattelse. De overholder begge gældende standarder og vurderes til at være holdbare.

8 | Udførelsen af Rampe 1 og 2

I dette kapitel vil samlinger af de to ramper blive bestemt, så svejsemængder kan sammenlignes, samt hvor stor en mængde stål, der er nødvendig i produktionen af konstruktionerne.

8.1 Stålmængde

Det første der sammelignes, er den mængde af stål, de to ramper anvender. Hertil ekskluderes kasseprofilet, da der kun fokuseres på ramperne, dog nævnes vægten stadig. Densiteten af stålet er sat til $7,850g/cm^3$.

Design	Stålmængde [kg]
Rampe 1	156.562
Rampe 2	141.832
Kasseprofil	29.867

 Tabel 8.1: Stålmængde af ramper.

I Tabel 8.1 ses stålmængden af de to ramper, hvortil det observeres, at rampe 1 er 9,4% tungere end rampe 2. Dette skyldes, at der kan anvendes færre og mindre trug ved rampe 2, da den har en større fordeling af lasten. Derudover er anvendt næsten identiske profiler og topplader, mens der ved rampe 2 er indlagt tværskot.

8.2 Svejsesamlinger

I dette afsnit vil de forskellige samlinger i konstruktionen blive specificeret. Hertil vil svejsetypen, samt a-mål bestemmes. Der vil også blive redegjort for, hvorvidt svejsningen kan laves automatisk, eller om manuelt arbejde er nødvendigt. Dette gøres med henblik på, at det vil være fordelagtig med automatiske producerede svejsninger, da disse er billigst. A-mål ved stumpsøm er bestemt som tykkelsen af materialet, mens a-målet ved kantsøm er bestemt ved 0,7 gange tykkelsen af det tyndeste profil.

Topplader

Toppladerne i begge design er identiske, hvilket gør, at der her ingen forskel vil være på mængde af svejsning. Toppladerne samles som fuldt gennemsvejste stumpsømme, der svejses på under og overside, og der svejses både på tværs og langs af pladerne. På Figur 8.1 kan den estimerede geometri for svejsningen ses, hvortil a-målet har samme størrelse som pladernes tykkelse. Samlingen udføres her automatisk.



Figur 8.1: Sammensvejsning af topplader.

Topplade	a-mål [mm]		
Topplade	Rampe 1	Rampe 2	
Stumpsøm	15	15	

Trug-trug

For at samle trugene er der flere muligheder. Der kan enten anvendes et fuldgennemsvejst stumpsøm, der bliver svejset fra begge sider uden en bagplade. Der kan også anvendes et fuldtgennemsvejst stumpsøm med bagplade. Disse kan ses på Figur 8.2 og 8.3.



Figur 8.2: Fuldgennemsvejst stumpsøm.



Figur 8.3: Stumpsøm med bagplade.

Her vælges den første løsning grundet de tidligere udmattelsesberegninger, hvilket viste, at det ikke er nødvendigt med et stødprofil. Det vil derfor også være billigere, da der spares på stålet. A-målet hertil er lig med trugets tykkelse, og svejsningen skal udføres manuelt.

Trug-trug	a-mål [mm]		
II ug-ti ug	Rampe 1	Rampe 2	
Stumpsøm	15	10	

Trug - tværdrager

Truget skal også påsvejses store tværdragere i begge sider af rampen. Dette gøres med et kantsøm, der dækker hele trugets yderside, som det kan ses på Figur 8.4. Denne svejsning skal også udføres manuelt.



Figur 8.4: Sammensvejsning af trug på tværdrager.

Trug typrdragor	a-mål [mm]		
11 ug-t vær ur ager	Rampe 1	Rampe 2	
Kantsøm	10,5	7	

Tabel	8.4

Tværdrager - hoveddrager

Tværdragerne skal svejses på hoveddrager, og da disse har ens højde, skal der laves kantsvejsning ved kroppen, og partiel gennemsvejst stumpsøm ved flangen. Al svejsning skal her ske manuelt. Svejsningen kan ses på Figur 8.5.



Figur 8.5: Sammensvejsning af hoveddrager på tværdrager.

Dimensionerne for de to a-mål kan ses i Tabel 8.5.

Tymrdrager-boyeddrager	a-mål [mm]		
1 værurager-novedurager	Rampe 1	Rampe 2	
Kantsvejsning	8,4	8,4	
Stumpsøm	12	12	

Tabel 8	8.5
---------	-----

Hoveddrager, tværdrager - topplade

Både hoveddrager og tværdrageren skal svejses på toppladen, og da disse har identiske dimensioner, vil svejsningen også være ens. Svejsningen udføres automatisk som en dobbelt

kantsøm. Svejsningen kan ses på Figur 8.6.



Figur 8.6: Sammensvejsning af hoveddrager og tværdrager på toppladen.

Hoveddrager, tværdrager - topplade	a-mål [mm]	
Hoveddrager, tværdrager - topplade	Rampe 1	Rampe 2
Dobbelt kantsøm	8,4	8,4

Tabel 8.6

Trug - topplade

Samlingen af trug på toppladen kan udføres automatisk med enten stumpsøm eller kantsøm. Disse samlinger kan ses på Figur 8.7 og 8.8. Forskellen er, at stumpsømmet vil være stærkere imod udmattelse, mens kantsømmet er lettere at producere, og da der ikke vil være store spændingsvidder i toppen af truget anvendes kantsøm.



Figur 8.7: Trug svejset på topplade med stump- Figur 8.8: Trug svejset på topplade med kantsøm. søm.

Trug topplado	a-mål [mm]	
11 ug-topplaue	Rampe 1	Rampe 2
Kantsøm	10,5	7
Stumpsøm	13	9,5

Tabel 8.7

Trug - tværskot

For rampe 2 skal trugene også sammensvejses på de tværgående tværskot. De kan udføres på to måder, hvilket afhænger af, om der er anvendt cutout eller ej. Ved begge løsninger anvendes fuldsvejset dobbelt kantsøm, der skal udføres manuelt. Disse løsninger kan ses på Figur 8.9 og 8.10.



Figur 8.9: Trug svejset på tværskot uden cutout. Figur 8.10: Trug svejset på tværskot med cutout.

Da FEM analysen viste, at det ikke var nødvendigt med cutout, vælges løsningen, hvor dette ikke skal gøres, hvilket også bevirker, at det ikke er nødvendigt med yderligere udskæringer.

Trug-tværskot	a-mål [mm]	
	Rampe 1	Rampe 2
Kantsøm	0	7

Tabel 8.8

Støtteplader - Tværdrager

Sidst defineres hvordan støttepladerne svejses på rampe 1. Dette gøre ved et dobbelt kantsøm, hvor der svejses på de tre sider med kontakt på drageren. Svejsningen kan ses på Figur 8.11.



Figur 8.11: Sammensvejsning af hoveddrager og tværdrager på toppladen.

Støttenlader - Tværdrager	a-mål [mm]	
Støtteplader - Tværdrager	Rampe 1	Rampe 2
Dobbelt kantsøm	10,5	0

Tabel 8.9

Opsumering

Mængden af svejsemateriale for de ramper opgøres, hvilket kan ses i Appendiks B. Ved svejsninger med stumpsum findes det specifikke areal af svejsningen mellem materialerne. Dette kan ses på Figur 8.12



Figur 8.12: Arealet af et stumpsøm med a-mål 15.

Ved kantsømmet anvendes arealformlen fra en trekant ved hjælp af a-målet. Dette ses:

$$A_{kant} = a \cdot (2 \cdot a) \cdot 0.5 \tag{8.1}$$

Det er udledt, at ved et kantsøm med 90° samling vil grundlinjen i trekanten være dobbelt så stort som a-målet. Hvis det er over, som ved trug-topplade samlingen vil grundlinjen være tre gange så stor som a-målet. Et eksempel på dette kan ses på Figur 8.13.



Figur 8.13: Arealet af et kantsøm med a-mål 5.

Den endelige opgørelse for svejsemateriale kan ses i Tabel 8.10.

${f Svejsemateriale}$	Rampe 1	Rampe 2
$\begin{array}{c} \mathbf{Automatisk} [m^3] \\ \mathbf{Manuelt} [m^3] \end{array}$	$0,194 \\ 0,0274$	$0,167 \\ 0,0363$

Tabel 8.10

9 Diskussion

I dette afsnit diskuteres anvendelsen af analytiske udregner i forhold til værktøjer som FEM. Derudover vil de to rampe design blive sammenlignet og den økonomisk fordelagtige vil findes.

9.1 Sammenligning af resultater fra analytisk og FEM udregning

Det første, der diskuteres, er relevansen for at lave simple analytiske beregninger i forhold til FEM. Resultaterne for de to beregningsmetoder kan ses i Tabel 9.1.

	Analytisk	FEM
Udbøjning	$30,7 \mathrm{~mm}$	$17{,}95~\mathrm{mm}$
Fågang	131,2 MPa	170,3 MPa
Udmattelse	$63 \mathrm{MPa}$	$53.7 \mathrm{MPa}$

Tabel 9.1

Det ses her, at den analytiske metode udregner de fleste af parametrene med en større værdi, til trods for en estimeringen omkring fordelingen af lasterne i de sideliggende trug. Det skal bemærkes, at den analytiske model ikke tager højde for spændingskoncentrationer, og der ved FEM modellen er indlagt støtteplader, der vil reducere både spændingskoncentrationer og spændingerne i bunden af truget. Dette antages at være årsagen til den formindskede Von Mises spænding. Det kan derfor konkluderes, at analytiske beregninger overordnet er konservative, og derfor kan være anvendeligt i tidlige iterationer af modeller.

Fordelen ved at bruge disse analytiske beregninger er, at de kan laves hurtigt uden umiddelbar adgang til en computer. Det gør, at der hurtigt kan opnås et estimat for, hvilke krav konstruktionen skal overholde og om disse er mødt. Derimod vil FEM give et indblik i, hvor konstruktionen er svagest i forhold til f. eks. spændingskoncentrationer. Det kan derfor vurderes, at der ved projektering med fordel kan gøres brug af begge beregningstyper forskellige tidspunkter i projektarbejdet.

9.2 Sammenligning af rampedesign.

I Kapitel 7 blev det gennemgået, hvordan de to ramper vil blive konstrueret, og der vil i dette afsnit blive beskrevet fordele og ulemper ved disse. Ved starten af projektet var det forventet, at rampe 1 vil være væsentlig tungere end rampe 2, hvilket vidste sig at være korrekt, da der her er en forskel på 9,4 %. Derudover var det forventet, at der derimod ville skulle bruges mere tid og ressourcer på svejsearbejdet. Sammenligningen af ramperne kan ses i Tabel 9.2.

	Rampe 1	Rampe 2
	156.562	141.832
Svejsemateriale (automatisk) $[m^3]$	0,194	0,167
Svejsemateriale (manuelt) $[m^3]$	0,0274	0,0363
Antal manuelle svejsninger	264	656

Tabel 9.2

Det kan her ses at svejsemængden for automatiske svejsninger er højest ved rampe 1. Dette skyldes det øgede a-mål for flere af svejsningerne ved rampe 1, hvor a-målet er øget for at passe til de tykkere profiler. Der er dog en øgning på 25% af svejsemateriale anvendt til manuelle svejsninger, hvilket hovedsageligt skyldes, at trugene skal svejses på tværskottene. Derudover kan det også ses, at antallet af manuelle svejsninger er 148% højere ved rampe 2, hvilket gør at smeden må starte og stoppe sit arbejde mange gange, da smeden hele tiden skal relokere til de forskellige svejsninger.

Det opsummeres, at rampe 1 vil være tungere, mens rampe to vil have et større svejsearbejde, og for at finde den optimale rampe, skal der gøres op for prisen af stålet, samt de forskellige samlingers individuelle svejsetider, og derved også timepris for svejsearbejdet. Dog vil rampe 2 være fordelagtigt, hvis der udelukkende ses på anvendt materiale.

9.3 Optimering af ramper

Til konstruktionen af ramperne er specifikke krav sat op, for at give ens forudsætninger, der derved vil give gode sammenligningsgrundlag for ramperne. Derfor vil begge ramper kunne optimeres yderligere. Ud fra forudsætningen om størrelsen af hoveddragerne, var en forøgelse af højden på trugene ikke en mulighed, hvorfor de ved rampe 1 er gjort tykkere. Det kan i Tabel 9.3 ses at ved ændring af trugene kan inertimoment øges, mens vægten nedsættes.

	Rampe 1	Optimeret rampe
Højde af trug [mm]	500	600
Tykkelse af trug [mm]	15	10
Inertimoment $[mm^4]$	1299	1488
Vægt pr. meter	246	212

Ta	bel	9.3

Dette vil gøre sig gældene for begge ramper, hvilket derfor ikke vurderes til at have stor indflydelse på sammenligningen af ramperne.

Den øgede størrelse på t-profilere vil også give plads til cutout, hvilket vil være en fordel ved tværlaster.

10 Konklusion

Formålet med dette projekt var at designe og dimensionere to ramper til Hirtshals havn, og opnå et indblik i den optimale konstruktionsstruktur, hvilket er specificeret med problemformuleringen:

Hvordan designes et ortotropisk stålbrodæk, så det overholder gældende standarder, samt bliver økonomisk fordelagtigt?

Begge ramper er konstrueret, så de overholder kravspecifikationen. Begge ramper måler 27x19m, da de har samme toppladestruktur. Rampernes designbasis er specificeret i Kapitel 4, hvor partialkoefficienter for både få- og mangegangsbelastning er bestemt. Derudover er lastsituationen, der skal anvendes til kontrollen af ramperne, beskrevet. Rampe 1 blev først kontrolleret med en analytisk tilgang, hvortil der blev lavet reaktionskrafter og snitkrafter, for endeligt at finde de højeste spændinger, der blev kontrolleret imod flydekriteriet. Der er også anvendt simplificerede formler til at finde udbøjningen ved hjælp af superpositionsprincippet. Ved de analytiske beregninger overholder rampe 1 de opstillede krav.

Derudover er begge ramper tegnet som 3D modeller i Inventor, hvortil de bliver testet med FEM. Der bliver her igen testet for udbøjning, fågangsbelastning og udmattelse. Her konkluderes der at begge rampe overholde de givne krav.

Endeligt beskrives konstruktionen af ramperne, hvortil svejsningerne er beskrevet. Dette daner sammenligningsgrundlaget for de to ramper, med henblik på at finde det optimale design. Det ses her, at rampe 1 kræver færre svejsninger, mens rampe 2 kræver mindre stål. Det kan dog konkluderes, at hvis der udelukkende ses på materiale anvendt til ramperne, vil rampe 2 være optimal, dog skal svejsearbejdet uddybes yderligere før et entydigt resultat opnås.

11 | Perspektivering

Til fremtidigt arbejde vil det være relevant at udvide kravene for ramperne ved at tillade større t-profiler, der derved kan optimere rampernes vægt og svejsningmængde yderligere. En metode, der kan anvendes til at finde den optimale rampeudformning, er *Response Surface Methodology*. Her kan der opsættes flere parametre mod hinanden, og derved findes optimum. Det vil her være nødvendigt at udføre flere simuleringer for at opnå et brugbart resultat.

Dernæst kan der bestemmes hvilken belægning, der skal være på rampen. Dette vil have indflydelse på vægten af rampen, og derved ændre på konstruktionens form og profiltyper. Det vil også være nødvendigt at udføre kontrolberegninger for både få- og mangegangsbelastning af belægningen.

Derudover skal der på den aktuelle rampe i Hirtshals, monteres en flap på enden, der tillader et andet type skib at ligge til. Flappen kan ses monteret på forsiden. Hertil vil det være relevant at designe og dimensionere denne, hvortil en hel ny lastsituation vil være gældende. Der vil hertil også skulle udtænkes en løftemekanisme, der skal regulere flappens bevægelse.

For at få et komplet udtryk for rampen vil der også skulle designes en løftemekanisme. Hertil vil der både skulle designes lejerne, hvori rampen skal kunne roteres, og løftetårnet, der vil give bevægelsen. I løftetårnet vil det være nødvendigt at dimensionere hydraulikken til løftet. Derudover skal selve tårnet kontrolleres for både få- og mangegangsbelastning.

Litteratur

- Cook, 2001. Robert D. Cook. Concepts and applications of finite element analysis. Wiley, 4. udgave, 2001. ISBN 9780471356059.
- Eurocode 1 Del 1-1, 2012. Eurocode 1 Del 1-1. Eurocode 1 Last på bærende konstruktioner - Del 1-1: Generelle laster - desniterer, egenlast og nyttelast for bygninger., 2012.
- Eurocode 1 Del 2, 1991. Eurocode 1 Del 2. Eurocode 1 Last på bærende konstruktioner - Del 2: Trafiklast på broer., 1991.
- Eurocode 3 Del 1-9, 1993. Eurocode 3 Del 1-9. Eurocode 3: Stålkonstruktioner Del 1-9. Udmattelse, 1993.
- Gere og Goodno, 2013. James M. Gere og Barry J. Goodno. *Mechanics of Materials*. Cengage Learning, 8. udgave, 2013. ISBN 9781111577742.
- Norton, 2014. Robert L. Norton. *Machine Design*. Pearson, 5. udgave, 2014. ISBN 0-13-335671-7.
- Schjødt-Thomsen og Mouritsen, 2003. J. Schjødt-Thomsen og O. Ø. Mouritsen. Steel Structures for M & P Students, 2003.
- Standard, 2018. Dansk Standard. *Hvad er eurocodes?*, 2018. URL http://eurocodes.dk/da/hvad-er-eurocodes.
- US-DEPARTMENT, 2012. US-DEPARTMENT. MANUAL FOR DESIGN, CONSTRUCTION, AND MAINTENANCE OF ORTHOTROPIC STEEL DECK BRIDGES, 2012. URL https://www.fhwa.dot.gov/bridge/pubs/if12027/if12027.pdf.

A

Udregningsark til inertimoment af trug

Geometri		
b1	420	mm
b ₂	300	mm
h	500	mm
t ₁	15	mm
t ₂	15	mm
L	820	mm

$ \begin{array}{c c} $	1

Afstand til Neutralakse		
Y ₁	0	mm
Y 2	515	mm
У 3	257,5	mm
У _{х'}	194	mm

Afstand til massemidtpunkt		
У _{х'1}	194	mm
Y _{x'2}	321	mm
У _{х'3}	64	mm

Inerti med arealmoment			
I _{x'1}	463	10 ⁶ mm⁴	
I _{x'2}	464	10 ⁶ mm⁴	
I _{x'3}	372	10⁰ mm⁴	
l _{x'}	1299	10⁰ mm⁴	

Areal		
A ₁	12300	mm²
A ₂	4500	mm²
A ₃	14775	mm²
A _{total}	31575	mm²

Inertimoment				
l ₁	0,23	10⁰ mm⁴		
I ₂	0,38	10 ⁶ mm⁴		
l ₃	313	10³ mm⁴		

Vægt per meter				
Densitet	7800	kg/m³		
Vægt/m	246	kg		
B | Udregningsark til estimering af svejsemateriale

Topplader (auto)	a-mål		Areal		Længde	Antal		Volume
Rampe 1		15		67	194000		1	12998000
Rampe 2		15		67	194000		1	12998000
						_		
Trug-trug (manu)	a-mål		Areal		Længde	Antal		Volume
Rampe 1		15		67	1308		64	5608704
Rampe 2		10		37	1166		80	3451360
Trug-tværdrager (manu)	a-mål		Areal		Længde	Antal		Volume
Rampe 1		10,5		110,25	1308		128	18458496
Rampe 2		7		49	1166		80	4570720
Rampe 2 type 2		7		49	576		90	2540160
Hoved-tværdrager (manu)	a-mål		Areal		Længde	Antal		Volume
Rampe 1		8,4		70,56	1234		6	522426,24
Rampe 2		8,4		70,56	1234		86	7488109,44
Dragor topplado (auto)	၁ ကင်္ခါ		Aroal		Imaga	Antal		Volumo
	a-mai	0 /	Леа	70 56	22600	Antai	1	
Rampe 1 Pampe 2		0,4		70,50	250000		1	60202020.06
Kallipe 2		0,4		70,50	855210	<u> </u>	1	00202920,90
Trug-topplade (auto)	a-mål		Areal		Længde	Antal		Volume
Rampe 1		10,5		137,8125	37302		32	164501820
Rampe 2		7		61,25	29536		40	72363200
Rampe 3		7		61,25	7766		45	21405037,5
Trug-tværskot (manu)	a-mål		Areal		l ængde	Antal		Volume
	u mai	0	Aicai	0	Lachgae	Antai	0	
Rampe 2	-	7		49	1166		320	18282880
				10	1100		020	10101000
Støttekant (manu)	a-mål		Areal		Længde	Antal		Volume
Rampe 1		8		64	684		66	2889216
Rampe 2		0		0	0		0	0

Samlet Svejsning	Automatisk	Manuelt	Antal Manuelle svejsninger
Rampe 1	0,19419488	0,027478842	264
Rampe 2	0,16696916	0,036333229	656

C | Filoversigt

Dette appendiks er en oversigt over de filer, som afleveres sammen med rapporten. Nedenfor er en liste med alle filnavnene, som der refereres til i rapporten.

- C.1 Analytiske_beregning
- C.2 $Beregning_af_trug_inerti$
- C.3 Beregning_af_svejsesamlinger

D | Tegningsoversigt

Dette appendiks er en oversigt over de tegninger, som afleveres sammen med rapporten. Nedenfor er en liste med alle tegningsnavnene, som der refereres til i rapporten.

- D.1 Rampe1-oversigt1
- D.2 Rampe1-oversigt2
- D.3 Rampe2-oversigt1