

NIRAS A/S
Sortemosevej 19
3450 Allerød

Telefon: 96 23 95 00
Telefax: 96 23 95 05
Email: info@loenborg.as
CVR-nr.: 30 06 88 15

Att.: Christian Von Scholten

Dato: 26.07.2012
Sagsnr.: 12021 PLP/l dj

Dato: 24.08.2012
Dato: 04.09.2012

Vedr.: Jernbanebroen over Limfjorden – udskiftning af broklap
Validering af projekt
Notat nr. 2

Svar og bemærkninger fra Niras er angivet med blå skrift.

Svar og kommentarer fra anden runde validering fra 3D Structural Design med mørk orange skrift.

Undertegnede har, på foranledning af Banedanmark, gennemgået følgende materiale:

- Materiale stillet til rådighed via Niras's FTP server fra den 06.07.2012, som følger:
 - Beregnings-, Belastnings- og Dimensioneringsgrundlag for sporbærende broer, version 5, dat. 29.06.2012.
 - Beregningsdokumentation, version 1, dat. 29.06.2012.
 - Bro-21214-2012 tegn. 001, 010, 014 – 021, version 1.00.
 - Bro-21214-2012 tegn. 010, 016, version 1.01.
 - Bro-21214-2012 tegn. 050 – 058, version 1.00.
- Projekteringsgrundlag, (PG), inkl. konsekvensskema fremsendt via mail fra Banedanmark, den 23.07.2012.

På grund af tidspres og opgavens faglige karakter, er gennemgangen sket i nært samarbejde med fa. 3D Structural Design ApS, ved Knud H. Nielsen, Hjørring.

1.1. INDLEDNING

Projektet omhandler udskiftning af broklap på jernbanebroen over Limfjorden. Der er af Niras A/S udført beregningsdokumentation samt tilhørende beregnings-, belastnings- og dimensioneringsgrundlag.

Formålet med dette notat er at opsummere kommentarer og spørgsmål som er opstået under gennemgangen.

Der er udført FE-modeller for at kunne foretage kontrollerende beregninger.

Henvisning til beregningsdokumentation ver. 2 er angivet som BD2.

1.2. REFERENCER

Der refereres i notatet til følgende:

Referencens titel

BBD - Beregnings-, Belastnings- og Dimensioneringsgrundlag for nye sporbærende broer. Version 5)

BD - (Beregningsdokumentation. Version 1)

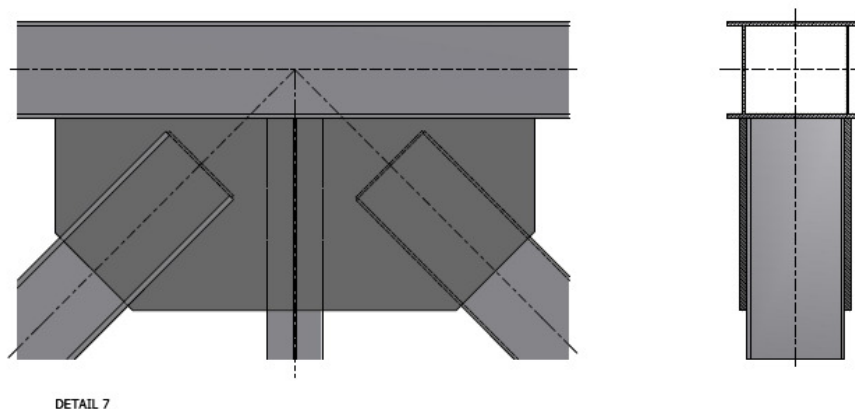
PG - (Projekteringsgrundlag)

1.3. SPØRGSMÅL

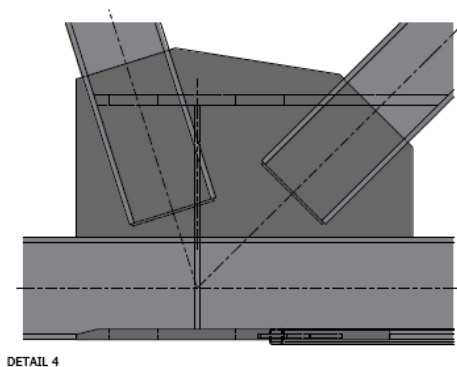
1.3.1. Generelt

Mange svejsninger er udført som enten hele eller halve stumpsøm, hvilket medfører større udførselsomkostninger. Er det nødvendigt at benytte stumpsøm så ofte?

Samlinger udført som detalje 7, med plader på ydersiden, må kunne konkluderes at besværliggøre inspektion og vedligehold af samlingen mere end nødvendigt? Som eksempel kan udklippet herunder ses.



Ved en samling som detalje 4 kan det konkluderes, at der er stor mulighed for ophobning af vand da der ikke er noget afvandingshul? Dette kan ikke være at foretrække, specielt med placeringen på 'åbent hav' samt rustgraden for ståloverfladerne in mente?



Svar:

Der er fremsendt revideret tegninger, som viser at der ikke er mulighed for ophobning af fugt (vand) i samlingerne.

Anden valideringskommentar:

OK - med hensyn til vand/fugt ophobning idet der er blevet tilføjet 5 mm lukningsplader overalt ved disse typer samlinger.

De valgte samlingsmetoder må stadigvæk konkluderes at vanskeliggøre inspektions-, kontrol- og reparationsmulighederne – Dette blev der i svaret på første valideringsnotat ikke kommenteret på.

Yderligere har det på grund af manglende produktionstegninger stadigvæk ikke været muligt at kontrollere/kommentere på svejsbarheden af de illustrerede samlinger.

1.3.2. Opdeling af FE-modeller

Tårn og bro er skilt ad i FE-modeller, hvilket har haft følgende konsekvenser:

- Ikke faktiske understøtningsbetingelser.
- Kræfter i tandkrans og maskineri kan ikke fastlægges, se evt. pkt. 1.3.4.
- Lejekræfter kan ikke fastlægges, se evt. pkt. 1.3.5.
- I sammenhæng med den overvurderede egenvægt af ballasten angivet i pkt. 1.4.2, er det overset at der ikke er ligevægt mellem bro og ballast.
- Forkert statisk model ift. dynamiske beregninger, se evt. pkt. 1.3.14.
- Tårnet er beregnet i konsekvensklasse CC2 som en permanent konstruktion, mens broen er beregnet iht. konsekvensklasse CC3 som en bro.

Ville det ikke give et mere realistisk billede af kraftfordelingen at samle både tårn og bro i én FE model og er det korrekt at opdele den samlede konstruktion i forskellige konsekvens-klasser?

Svar:

- Lejekræfter er blevet formidlet videre til underleverandører.
- Der er ligevægt mellem bro og ballast i den beregningsrapport BR 2. Den mindre afvigelse der var før havde ingen betydning for design af bro elementerne.
- NIRAS har yderligere lavet en statisk model der indeholder både klappag og tårn. Afvigelserne fra den statiske model der kun indeholdte klappaget var minimale.
- Tårnet regnes nu i konsekvensklasse CC3 i BR2.

Anden valideringskommentar:

Se pkt:1.3.3, 1.3.4 samt 1.3.5.

1.3.3. FE model af hævet bro

Beregningsrapporten for den hævede model er ikke vedlagt dokumentationen, denne bedes fremsendt.

Er der nogen grund til at en situation hvor broen lige netop er blevet hævet ikke er inkluderet i beregningsdokumentationen?

Svar:

Den hævede model er inkluderet i BR2.

Anden valideringskommentar:

De påsatte vindlaster for både den netop åbnede og fuldt åbne bro er efter vores mening stadig undervurdere. Se afsnit 1.3.7.

Desuden afspejler de viste understøtningsbetingelser efter vores mening ikke den faktiske virkemåde af tandkransen, som så vidt vi ved kun er i stand til at optage tangentielle kræfter i eget plan. Se også afsnit 1.3.4 samt 1.3.5.

1.3.4. Kræfter i tandkrans og maskineri

Selvom dimensionering af tandkrans og maskineri ikke skal inkluderes i beregningsdokumentationen ville det vel stadig være nødvendigt at inkludere kræfter i disse, da disse skal kunne fremsendes til underleverandør?

Svar:

Belastning af tandkrans og maskineri er ikke en del af MTHs projekt.

Kunne der være idé i at undersøge om lejet og maskineriet kan sættes i frigear, sådan at en udmattende last fra et passerende tog ikke vil stå og gnave i tandkransen?

Tandkransen bliver undersøgt for skader. FORCE foretog denne undersøgelse og fandt ingen skader på tandkransen. MTH renoverer tandkransen og indbygger den i klapbroen. Maskineriet er ikke en del af MTH entreprise.

Anden valideringskommentar:

Kræfter i tandkrans/maskineri bør fremgå af beregningsdokumentationen ide tandkransen anvendes som understøtning, se også 1.3.5.

1.3.5. Lejer [Afstnit 4.5 i BBD]

Selvom lejerne skal dimensioneres af underleverandør, burde der vel have været inkluderet lejekræfter som kan fremsendes underleverandøren?

Svar:

Lejekræfter er tidligere blevet fremsendt til MTH. Disse vedlægges. (i selvstændigt notat)

Anden valideringskommentar:

Vi savner et samlet overblik over fordeling af lodrette og vandrette kræfter i lejer og tandkranse. Dette gælder for alle 3 tilfælde; lukket bro / netop åbnet + vind(x og y) / fuldt hævet + vind(x og y).

1.3.6. Robusthed [Afsnit 4.5 i BBD]

Hvis der er foretaget beregninger som danner grundlag for vurderingerne angivet i afsnittet bedes disse fremsendt.

Svar:

Der er ikke foretaget yderligere beregninger.

Anden valideringskommentar:

I henhold til BN1-59-4 skal der redegøres for robusthed iht. DS/EN 1990 NA Annex E som i Punkt (4) dikterer at robustheden dokumenteres for konstruktioner i CC3. I forbindelse med denne dokumentation foreskriver punkt (6) tre mulige scenarier hvormed man kan opfylde denne robusthedsdokumentation. I BBDv6 side 12 og 13 bliver der foretaget nogle robusthedsvurderinger, men egentlige eftervisninger er ikke dokumenteret.

1.3.7. Vindlast [Afsnit 5.2.5 i BBD]

Vindlasten er i BBD beregnet efter den simplificerede metode angivet i 8.3.2 i DS/EN 1991-1-4. Dette medfører iht. beregningsdokumentationen en vandret resultant på ca. 160 kN totalt. I de kontrollerende beregninger fandtes i stedet en vandret resultant på ca. 440 kN, kan dette skyldes at der ikke er benyttet korrekt referenceareal iht. 8.3.1 i DS/EN 1991-1-4?

For tilfælde hvor broen er hævet er der ikke medtaget tilfælde med vind på tværs af broen. Samtidig er der ikke taget højde for at vinden kan påvirke broen skævt, hvilket specielt i hævet tilstand vil medføre et vrid i lejerne. Er der nogen grund til at der er set bort fra disse lasttilfælde?

Der ser ud til at der i regnet med samme karakteristisk hastighedstryk for både den hævede og sænkede bro, bør dette ikke korrigeres for den øgede referencehøjde? Og evt. varieres over broens længde/højde?

Er der nogen grænse for maksimal vindhastighed hvorved broen må hæves?

Svar:

Vindlasten er opdateret i BR2, både for lukket og åben bro.

Broen bliver regnet for en basisvindhastighed på 24m/s^2 , både for lukket og åben bro.

Anden valideringskommentar:

Vindlasttilfældet for den lukkede bro er nu rettet til efter Afsnit 8.3 i DS/EN 1991-1-4.

- OK

For den netop åbne og fuldt hævede bro har Niras valgt at skifte beregningsmetode fra metode 8.3 (broer) til afsnit 7.11 (gitterkonstruktioner) – Dette finder vi ikke korrekt.

Metodeskiftet resulterer i at vindlasten på den fuldt hævede broklap og den lukkede bro uden tog (samme geometri, men øget referencehøjde) har en resulterende vandret kraft på respektive 158 kN og 374 kN, **altså en reduktion på 216 kN på grund af at broen hæves** [BD2 side 14 og 122].

1.3.8. Påsejlingslast [Afsnit 5.3.3 i BBD]

Hvordan skal følgende forstås?

- ' Iht. Banedanmarks Konsekvensskema designes broklappen ikke så den kan klare en påsejling af et skib på 970 NRT '

samt,

- ' Der regnes med skibsstød i ulykkestilfælde for selv broklappen og dens understøtninger. Disse dimensioneres således at broen ikke kan optage et skibsstød på 970 NRT '

Svar:

Er uddybet i BBD version 6.

Anden valideringskommentar:

OK

1.3.9. Vandret masselast [Afsnit 5.3.4 i BBD]

Vandret masselast er ikke medtaget som en ulykkeslast, hvad skyldes dette?

I forbindelse med dimensionering af kontravægttårnet, kunne det overvejes at øge den procentdel af kontravægtsmassen som medtages i beregning af vandret masselast? Konstruktionen har trods alt en stor masse placeret i toppen, når broen er sænket. Som eksempel regnes der for tribuner, iht. DS/EN 1990, med 15 % af den samlede lodrette last som vandret masselast blandt andet af samme grund.

Svar:

Vandret masselast er mindre end vindlasten for broklappen og derfor ikke relevant.

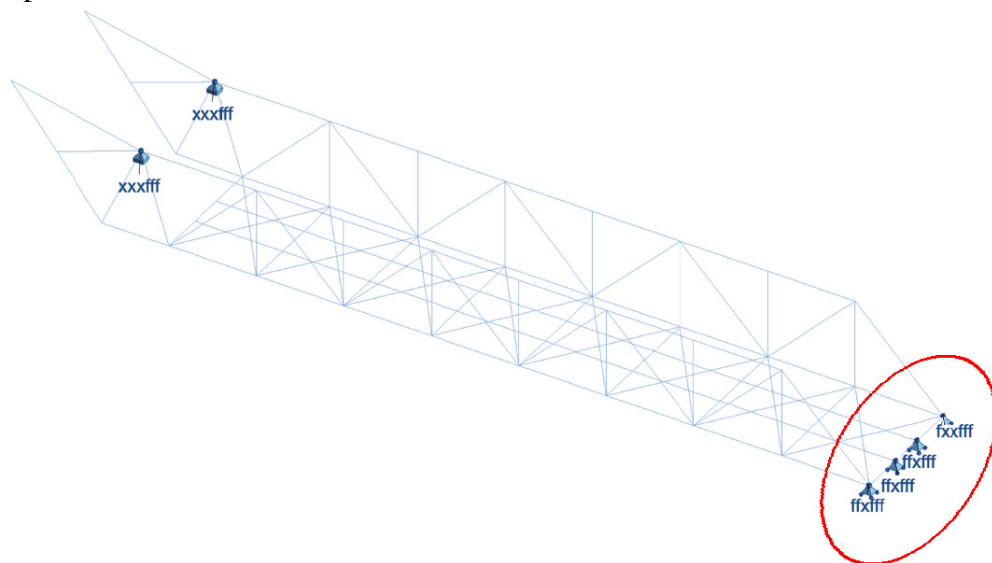
For Tårnet er vandret masselast medtaget i alle lastkombinationer med 1,5 %.

Anden valideringskommentar:

OK for broklap – 1,5 % synes stadig lavt.

1.3.10. Understøtningsforhold i FE-model [Bilag A.2 i BD]

Hvor styres understøtningerne i den ende af broen som hæves? Er de modelleret korrekt i FE modellen? For at vise hvad der menes, er den påtalte ende markeret med rødt på illustration på næste side.



Opdeling af tårn og bro i to separate modeller gør at understøtningsforholdene omkring lejer bliver forkerte. Ved at modellere disse som simpelt understøttede, forudsættes det at der ikke kan forekomme nogle flytninger, hvilket vil medføre tilsvarende omlejring af kræfterne – er dette realistisk?

Svar:

Understøtningerne er modelleret korrekt.

Der er lavet en samlet model – denne viser minimale afvigelser fra de to separate modeller.

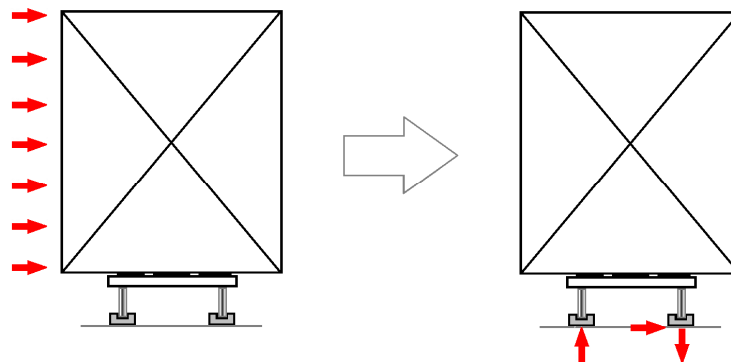
Anden valideringskommentar:

Se punkterne 1.3.3 til 1.3.5

1.3.11. Lastpåsettelse i FE-model [Bilag A.2 i BD]

Ved lasttilfælde med vind på tog, er vinden påsat begge skinner. Ville det ikke være mere reelt at vindlasten kun blev påsat læsiden skinne, samtidig med et tilhørende moment som vil forsøge at løfte toget i luvsiden samt give ekstra nedadrettede kræfter på læsiden?

For at illustrere denne problematik, er der herunder vist hvordan vinden tænkes at angribe med røde pile, mens de resulterende kræfter i skinnerne er vist med røde pile.



Svar:

Den ændrede vindangreb er inkluderet i BR2.

Anden valideringskommentar:

OK

1.3.12. Beregning iht. ULS [Bilag A.2 i BD]

Der er kun foretaget beregninger iht. ULS for ét sæt lastkombinationer, dvs. 6.10b (1). Hvordan kan det være at følgende sæt lastkombinationer er undladt?

- 6.10a : Egenlast dominerende
- 6.10b (4) : Sidestød (Nosing) dominerende
- 6.10b (8) : Vindlast dominerende

Der er kun foretaget beregninger hvor ballasten er påsat med partialkoefficienter svarende til at den virker til gunst. Medfører det ikke at reaktioner ved tårnet undervurderes?

Svar:

De nævnte lastkombinationer er inkluderet i BR2.

Anden valideringskommentar:

Ud fra lastkombinationsskemaet [BD2 s 50 til 53] ser det ud til at 6.10b (4); Sidestød dominerende stadigvæk er udeladt.

Desuden fremgår det af skemaet at der anvendes negative lastfaktorer, hvilket i tilfælde af at Robot anvender superposition af resultater fra basislasttilfælde for at generere lastkombinationers resultater, kan vække bekymring på grund af den ikke lineære analyse.

Yderligere er der i BD2 angivet en række lastkombinationer som tvær- og skinnedragere dimensioneres efter, mens resten dimensioneres efter et andet sæt kombinationer - umiddelbart kan disse kombinationer bare ikke findes i det førnævnte skema.

1.3.13. Beregning iht. SLS [Bilag A.2 i BD]

Der er kun foretaget beregninger iht. SLS for ét sæt lastkombinationer, dvs. 6.14b (1). Hvordan kan det være at følgende sæt lastkombinationer er undladt?

- 6.14b (4) : Sidestød (Nosing) dominerende
- 6.14b (8) : Vindlast dominerende

Undlades de ovenstående sæt lastkombinationer tages der vel ikke højde for vandrette deformationer?

Svar:

Nævnte lastkombinationer er inkluderet i BR2.

Anden valideringskommentar:

OK

1.3.14. Dynamik [Bilag A.3 i BD]

Er den dynamiske beregning tilstrækkelig? Ved gennemgang af denne er følgende noteret:

- Forsimplet statisk model er benyttet.
- Forkerte understøtningsforhold, reelt set vil kontravægten deltage i bevægelsen og ikke fungere som en fast understøtning?
- Ikke korrigeret egenvægt af ballast, således der er balance mellem bro og kontravægt, 370 tons i stedet for 350 tons.
- Der ses bort fra påsat gangbro på siden.
- Eftervisning af maksimale accelerationshastigheder er undladt.

Iht. FE-model udført af 3D Structural Design ApS er følgende egenfrekvenser beregnet. Herunder er de fire første og væsentligste egenfrekvenser listet:

- 1. Egenfrekvens = 2.59 Hz – medfører rms. acc. på $1.38 \text{ m/s}^2 > 1.0 \text{ m/s}^2$!
- 2. Egenfrekvens = 2.79 Hz
- 3. Egenfrekvens = 6.54 Hz
- 4. Egenfrekvens = 8.09 Hz

Egenfrekvenserne viser at det er nødvendigt med en dynamisk analyse, pga. den laveste egenfrekvens. Samtidig bør der tages stilling til følgende fokuspunkter i en dynamisk analyse:

- 1. Egensvingningsform : Medfører en gentagende belastning af tandkrans, hvilket der skal tages stilling til.
- 2. Egensvingningsform : Svingningsform, lav participation factor samt frekvens (2.79 Hz), gør at last fra fodgængere på den påsatte gangbro muligvis kan aktivere egensvingningsformen.

Svar:

NIRAS finder laveste egenfrekvens til 2.60Hz (som i øvrigt stort set er den samme for broklap i separat model som i en samlet model af både broklap og tårn). Egenfrekvensen er meget tæt på det nedre krav for dynamisk analyse. NIRAS vurderer, at egenfrekvensen ikke giver anledning til nævneværdige større stødpåvirkninger eller accelerationer i broen og forøgede statiske ækvivalente laster og forringede komfort. Denne vurdering er foretaget på baggrund af en beregning, hvor broen betragtes som en ækvivalent bjælke, der overkøres af en horisontal last. Analysen er lavet for to forskellige egenfrekvenser af broen hhv. 2.6 og 2.8 Hz og der er konservativt set bort fra broens dæmpning. Nedenstående tabel viser forholdet mellem de beregnede stødfaktorer samt accelerationer for de to forskellige brokonfigurationer. Ved beregning af de toginduceret accelerationer er der antaget en strukturel dæmpning på 3% logaritmisk dekrement.

v [km/t]	$\phi_{2.6}/\phi_{2.8}$ [-]
40	1.000
60	1.009
80	1.028
100	1.018
120	1.026

v [km/t]	Forhold Acc.*
40	1.102
60	1.084
80	1.079
100	1.073
120	1.070

Iht. 3D Structural Design ApS kan vi se bort fra deres beregnet bro acceleration på 1.38 m/s².

Det skal ydermere påpeges, at de maksimale accelerationer for den første bøjningsfrekvens ikke vil være i selve broen men ved kontravægten.

Anden valideringskommentar:

I BD2 fremgår kun, at den lille forskel på den for broen beregnede egenfrekvens, og nedreværdien for hvornår dynamisk analyse ikke er nødvendig, ikke har nogen betydning for konstruktionen.

Der bør nok foreligge en lidt uddybende version af ovenstående argumentation om hvorfor de dynamiske påvirkninger ikke har nogen betydning for konstruktionen, når det ønskes at omgå normkravet om dynamisk analyse.

F.eks. er det for os ikke klart om forholdet 1.102 på accelerationen ved en hastighed på 40 km/t forøger spændingerne i forhold til den statiske analyse incl. dynamiske lastfaktorer?

Og har dette forhold noget at sige med hensyn til udmattelsesberegningerne?
I denne forbindelse bør normal praksis og accept fra Banedanmark vurderes.

1.3.15. Åben bro [Bilag A.9 i BD]

Den betragtede statiske model er ikke korrekt, se evt. pkt. 1.3.2. Understøtningsforhold er ikke korrekte, mens egenvægten af ballasten ikke er medtaget i beregningerne – det burde den vel have været?

Da der ikke er vedlagt nogen form for beregninger på hvordan momentet, $M_{\text{egenvægt}}$, fremkommer ønskes dette belyst.

Der er i den beregningsdokumentation som er modtaget ikke vedhæftet momentberegning som danner grundlag for validering af nedbremsningskræfter ved strømsvigt. Er det muligt at få fremsendt følgende?

- 'Memo Limfjordsbroen – Kulturbroen, Maskineri, beregningseftervisning af kapacitet, COWI, rev 3 23.09.2011'

Svar:

Beregninger for åben bro er opdateret i BR2.

Anden valideringskommentar:

Som nævnt tidligere bevirker pseudo understøtningerne i tandkransen nogle fejlbehæftede resultater, især i forbindelse med vindpåvirkning. Se punkterne 1.3.3 til 1.3.5

1.3.16. Udmattelse [Bilag C i BD]

Ved udmattelsesberegninger er der ikke medtaget dynamisk forøgelsesfaktor, Φ_2 , samt skadesækvivalent faktor, λ . Medfører udeladelse af disse ikke usikre beregninger?

Svar:

Φ_2 og Φ_3 er medtaget, se venligst rapport. λ anvendes ikke idet der foretages en delskade analyse (metode 2). Beregnes λ findes det endvidere at denne er mindre end 1.0.

Anden valideringskommentar:

OK

Ved beregning af udmattelsen i samlingerne er der ikke sammenhæng mellem grafer, diagrammer og tabeller. Diagrammer viser kun halvdelen af den spændingsvidde som grafen gør, mens det er forskelligt om der i tabellen er skrevet en hel eller en halv spændingsvidde som karakteristisk værdi. Der bedes for dokumentationens læsbarhed og overskuelighed skyld om en forklaring på sammenhæng mellem grafer, diagrammer og tabeller.

Svar:

Se venligst opdateret rapport.

Anden valideringskommentar:

OK

Samlingen C2, dvs. samlingen på midten af en tværdrager, er forkert klassificeret. Ville det ikke være mere oplagt at klassificere samlingen her som opsvejsninger mellem flanger og

krop, til forskel for et egentlig endestød? På underlagsmaterialet fremgår det ikke at der er tale om et endestød. En anden ting som kunne understrege vigtigheden af et udmattelses-tjek i samlinger mellem flange og krop er at der i PG, afsnit 5.3, er anført at der på det gamle brofag er fundet revner i netop denne samling.

Svar:

Se venligst opdateret rapport.

Anden valideringskommentar:

OK

Skal der ikke tages højde for at broen skal åbnes 5000 gange årligt i udmattelsesberegningerne? Dette kan vel føre til udmattelse andre steder end i lejesamlinger mellem bro og tårn?

Svar:

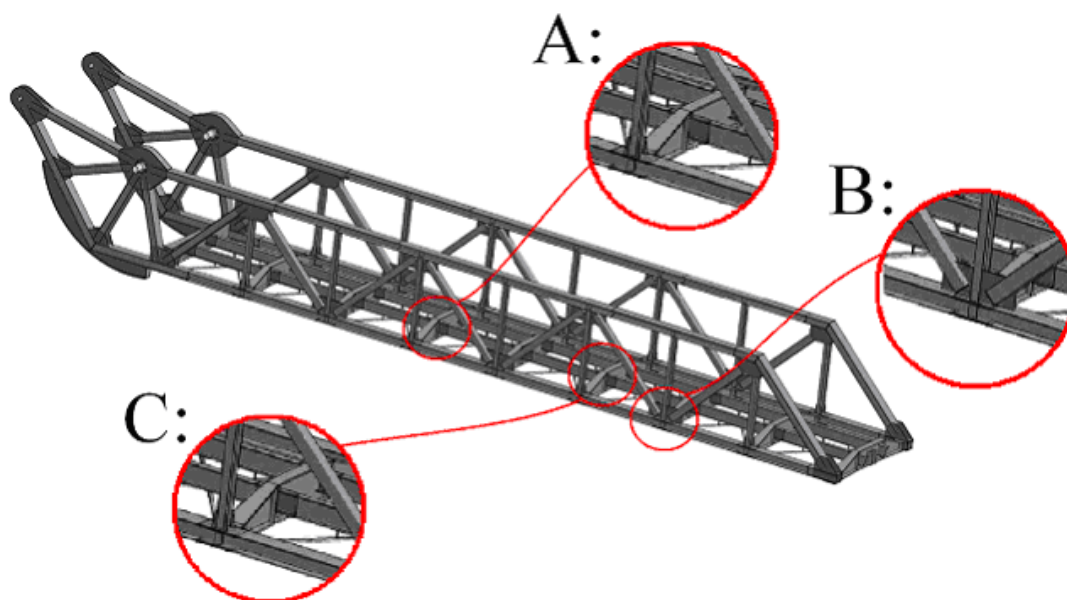
Se venligst opdateret rapport.

Anden valideringskommentar:

OK

Bør følgende samlinger ikke medtages i udmattelsesberegninger?

- Samling A: Opsvejsning mellem flange og krop på tværdrager.
- Samling B: Mellem skrå diagonaler og knudeplader.
- Samling C: Samling mellem langsgående profiler i brodæk og udfligede profiler.



Svar:

Se venligst opdateret rapport.

Anden valideringskommentar:

Umiddelbart er der stadigvæk samlinger som ikke er medtaget i udmattelsesberegningerne. F.eks samlingen mellem I-profil og kasseprofil i spærhoved. Detalje 15 i henhold til underlag.

Yderligere foreligger der ikke nogen dokumentation på udmattelse af montagestødene.

1.3.17. Tårn – Design hovedelementer [Bilag D i BD]

Ved gennemgang af beregningerne af tårnet er følgende noteret:

- Forkerte understøtningsforhold, se evt. pkt. 1.3.2. At fastholde knuder som rent faktisk bevæger sig.
- Tårnet er regnet som en permanent konstruktion og ikke som en bro, samt i lavere konsekvensklasse end resten af konstruktionen.
- Hvis der ses bort fra egenvægten af ballasten, hvad stammer fladelasten på toppen af vippearmen så fra?
- I øvrigt er fladelasten opgivet som 5 kN/m^2 , men påsat som $7,7 \text{ kN/m}^2$.
- Gennemgang af lasttilfælde er beskrevet meget sparsomt.
- De anvendte lastkombinationer svarer ikke overens med lastkombinationer opskrevet i DS/EN 1990 – desuden ser det ud til at 45° vind, kombination af de to vindretninger med en faktor $\sqrt{2}$ ikke har lastkombinationsfaktor 1,65?

Svar:

Vedr. understøtningsforhold så der blevet udarbejdet en samlet model (se 1.3.2). Denne model viser at ubetydelige forskelle på de to modeller.

Konsekvensklassen for tårnet er ændret til CC3, BD2.

Der er placeret gitterriste op toppe af tårnet, for at give adgang til vedligeholdelse af lejerne.

Der er regnet med en nyttelast på $1,5 \text{ kN/m}^2$.

Vindlasten er revideret.

Anden valideringskommentar:

OK

1.3.18. Samlinger [Bilag B i BD]

Der er for en del af samlingsberegningerne angivet et (varierende) forhold for kraftfordelingen mellem længdesøm og tværsøm. Hvordan disse forhold beregnes fremgår ikke af dokumentationen og stemmer ydermere ikke overens i forhold til lødig litteratur, f.eks. [Kjeld Thomsen, Stålkonstruktioner – Samlingsmetoder]. Kraftfordelingsforholdene i beregningsdokumentationen er praktisk talt omvendte i forhold til litteraturen, hvorved det må forventes at de designede tværsømme er kraftigt overudnyttede. Dette er ikke nødvendigvis et problem i forhold til et samlet brud af samlingen globalt, men i forbindelse med udmattelse må det forventes at give anledning til revner i de enkelte tværsømme.

Endeligt er det svært at kontrollere samlingsberegningerne da det kun nogle steder i samlingsdokumentationen fremgår fra hvilken model og lastkombination snitkræfterne er taget.

1.4. KOMMENTARER1.4.1. Designparametre [Afstnit 4.1 i BBD]

Faktoren for toglast, α , er sat til 1.00 for udmattelsesberegninger i BBD, men 1.21 i PG.

Svar:

$\alpha = 1,00$ for delskade analyse med virkelige tog.

Anden valideringskommentar:

OK

1.4.2. Egenlast af ballast [Afstnit 5.1 i BBD]

Egenlasten af ballasten er sat til 370 tons i beregningerne, men burde have været ca 350 tons ift. momentlige vægtsbetragtningerne mellem bro og kontravægt.

Svar:

Der benyttes den fulde kontravægt (ballast) på 370 tons. Derudover bliver spidsen af broen ballasteret så der opnås det præcise forventede tryk på vederlaget.

Anden valideringskommentar:

OK

1.4.3. Lasttilfælde i FE model [Bilag A.2 i BD]

Der mangler for lasttilfælde 23 i FEM modellen en illustration.

Svar:

Er implementeret i BR2.

Anden valideringskommentar:

OK

1.4.4. Geometri i FE model [Bilag A.2 i BD]

Profilerne 29 og 61 er modelleret som gennemgående, på trods af at burde være skilt af hhv. knude 57 og 58.

Profilerne 170 og 210 er ændret på underlagstegningerne, hvilket gør at de ikke længere er korrekte i den udførte FE model.

Bar 29 og 61 bør være gennemgående.

Profilerne 170 og 210 er gjort lidt større, hvilket giver mere kapacitet. Forskellen i snitkræftfordelingen er negligeabelt.

Anden valideringskommentar:

Ingen kommentarer

1.4.5. Tværsnitsklasse

I tilfældet hvor broen er i hævet tilstand forekommer der tryk i gitterfoden, hvilket medfører at denne skal beregnes som tilhørende tværsnitsklasse 4 – hvorvidt dette er gjort vides ikke da der ikke foreligger beregningsdokumentation for den hævede bro.

Svar:

Beregninger fra den hævede bro er opdateret i BR2. I øvrigt regnes den korrekte tværsnitsklasse ud i FEM programmet ROBOT.

Anden valideringskommentar:

OK

Med venlig hilsen

LØNBORG



Per L. Pedersen
(Anerkendt statiker)