



Vejdirektoratet

**Bro 70-0-171 - OF af
Nørresundbygrenen**

**Teknisk undersøgelse af
stilladskollaps den 25. april 2006**

Juni 2006

Dokument nr. 63917-RAP-001
Revision nr. 0
Udgivelsesdato 22. juni 2006

Udarbejdet HPO, SOLA, CSS, JRE
Kontrolleret HRA
Godkendt TP/HRA

Indholdsfortegnelse

1	Indledning	3
2	Sammenfatning	5
2.1	Vurdering af sandsynlig årsag til kollaps	5
2.2	Projektet og anvendt terminologi	6
2.3	Øjenvidneberetning	7
2.4	Vurdering af udbudsmateriale	8
2.5	Vurdering af stilladsprojektets overholdelse af krav i udbudsmaterialet	8
2.6	Beregning af reaktioner fra interimdæk	9
2.7	Projektering af forskallingsdragere og søjleåg	9
2.8	Projektering af overgangskonstruktion mellem søjleåg og tårne	10
2.9	Projektering af stilladstårne	11
2.10	Projektering af fundamenter	11
2.11	Godkendelse af tegninger og beregninger for stilladserne	12
2.12	Udførelse af stilladskonstruktioner	12
3	Projektet	14
3.1	Projektbeskrivelse	14
4	Øjenvidneberetning	16
5	Udbudsmateriale, normer og standarder	18
5.1	Dokumenter, normer og standarder	18
6	Gennemgang af dokumentationsmateriale for interimskonstruktioner	19
6.1	Basis for den tekniske undersøgelse	19
6.2	Beregning af interimdæk over motorvej	20
6.3	Projektering af forskallingsdragere og søjleåg	26
6.4	Beregning af overgangskonstruktion	34

6.5	Beregning af tårne	45
6.6	Følsomhedsanalyser af stilladsdesign	49
6.7	Fundering	52
7	Godkendelsesprocessen for tegninger og beregninger for stilladserne	56
8	Udførelse af stilladskonstruktioner	57
8.1	Montagevejledning og -instruks	58
8.2	Fremstilling af stilladselementer	59
8.3	Montage af stilladskonstruktioner	62
9	Gennemgang af udbudsmateriale, normer og standarder	67
9.1	Særlige betingelser (SB)	67
9.2	Særlige arbejdsbeskrivelser (SAB)	68
9.3	Udbudskontrolplaner (UKP)	69
9.4	AAB for betonbroer - betonarbejde	70
9.5	DS 409 Sikkerhedsbestemmelser for konstruktioner	72
9.6	DS 410 Last på konstruktioner	73
9.7	DS 412 Stålkonstruktioner	73
9.8	DS 482 Udførelse af betonkonstruktioner	74
9.9	DS/ENV 1090-1 Udførelse af stålkonstruktioner, generelle regler og regler for bygninger	74

Bilag 1 - ROBOT FEM-beregning

Bilag 2 - Beregning af Overgangskonstruktion og Tårn

1 Indledning

Tirsdag den 25. april 2006 kollapsede stilladset under brodækket på en ny motorvejsbro nord for Limfjordstunnelen i Aalborg. Brodækket var under udstøbning, da ulykken skete.

Den 26. april 2006 anmodede Vejdirektoratet COWI om at foretage en teknisk undersøgelse af årsagen til sammenstyrtningen af stilladset. Efter aftale med Vejdirektoratet omfatter den tekniske undersøgelse følgende hovedaktiviteter:

- Besigtigelse på brostedet med registrering af stilladsarbejdet
- Beskrivelse af hændelsen efter samtaler med Politi, tilsyn og entreprenør
- Gennemgang af udbudsmaterialet og sammenligning med gældende krav og paradigmer
- Gennemgang af projektdokumentation og korrespondance for beskrivelse af projektet
- Udføre supplerende beregninger af stilladskonstruktionen

Følgende parter deltager i projektet:

Bygherre:	Vejdirektoratet
Vejprojektering:	Vejdirektoratet
Broprojektering:	Rambøll
Byggeledelse:	Vejdirektoratet
Fagtilsyn med vejarbejdet:	Vejdirektoratet
Fagtilsyn med broarbejdet:	Rambøll
Broentreprenør:	Norvin & Larsen
Underentreprenører/rådgivere til Norvin & Larsen:	
Vejentreprenør:	Colas-Novejfa
Geotekniske undersøgelser:	GEO

Ramning af pæle:	Per Aarsleff
Projektering af forskallingsdragere og søjleåb:Broconsult	
Projektering af direkte funderinger:	Broconsult
Projektering af pæle, tårne og tårntop:	Norvin & Larsen

I rapporten anvendes følgende begreber for de i broarbejdet deltagende parter:

- **"Bygherre"** anvendes for Vejdirektoratet, som er bygherre og byggeleder på broarbejdet
- **"Brotilsyn"** anvendes for Rambøll, som står for fagtilsynet på broarbejdet
- **"Entreprenør"** anvendes for Norvin & Larsen, dennes rådgivere og underentreprenører, som står for udførelsen af broentreprisen

COWI har modtaget diverse materiale og korrespondance udarbejdet af bygherre, brotilsyn og entreprenør.

Nærværende rapport er udarbejdet på grundlag af disse oplysninger samt oplysninger og materiale fra besøg på brostedet og oplysninger fra Politiet.

Undersøgelsen fokuserer udelukkende på stilladskonstruktionerne for gennemkørselsfagene over motorvejens kørebaner.

2 Sammenfatning

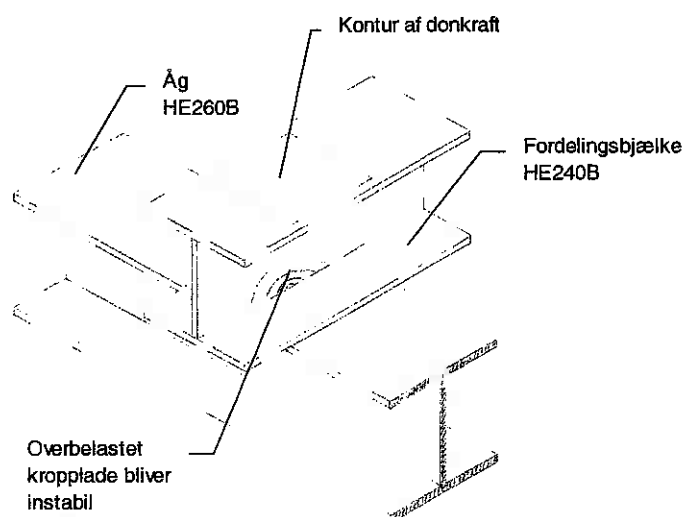
COWIs tekniske undersøgelse af mulige årsager til kollaps af stilladset er baseret på det foreliggende dokumentationsmateriale, samtaler med Politiet samt besøg på brostedet.

I det følgende er resultaterne af COWIs tekniske undersøgelse sammenfattet.

2.1 Vurdering af sandsynlig årsag til kollaps

Den tekniske undersøgelse af beregning og konstruktion af forskallingssystemet viser, at bæreevnen af understøtningskonstruktionen mellem hoveddragere i forskallingssystemet og tårnene er utilstrækkelig.

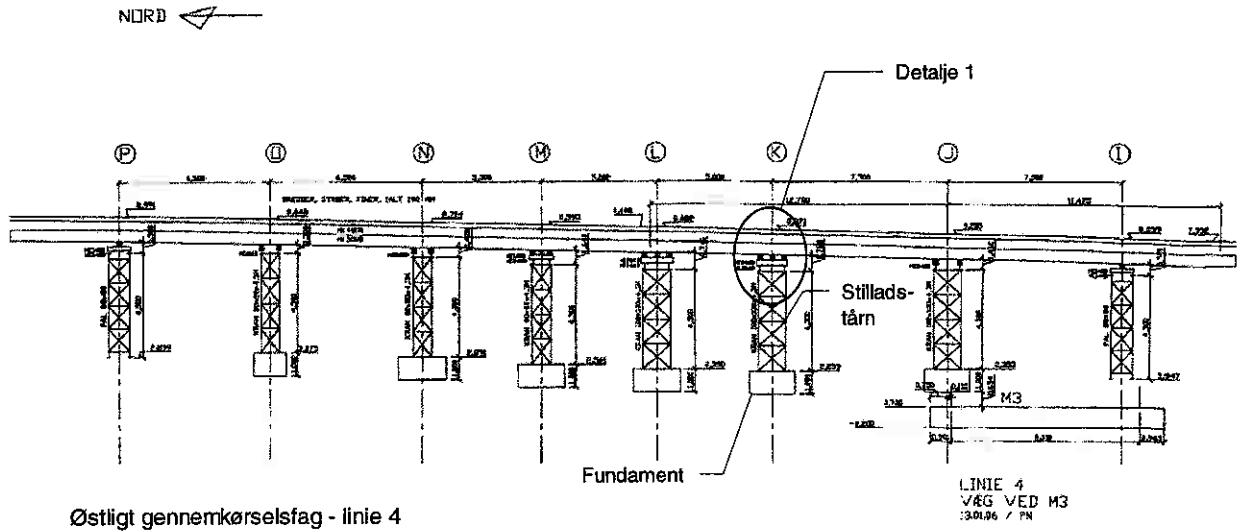
Sammenstyrtningen blev initieret ved tårn K (se Figur 4) i den østlige understøtningslinie, langs motorvejens nordgående spor. Bæreevnesvigtet er indtrådt i krydsningspunktet mellem to bjælker under donkraftene, der bærer forskallingssystemet - se Figur 1. Belastningen har medført overbelastning af fordelingsbjælken kropplade.



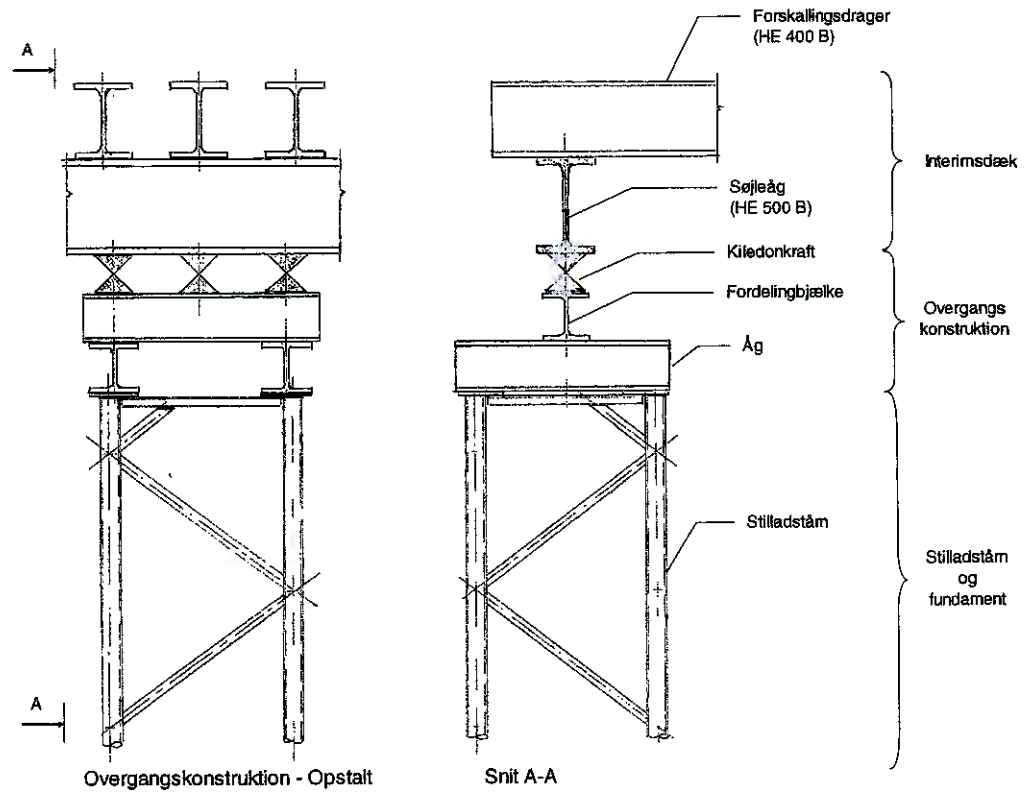
Figur 1 Detalje af krydsende bjælker

Søjleåget HE500B mistede derved sin understøtning på tårn K og skulle nu spænde fra tårn J til tårn L - se Figur 4. De herved øgede belastninger på de i

Betegnelse for de vigtigste strukturelle elementer, der indgår i stilladskonstruktionen, er endvidere vist nedenfor.



Figur 4 Oversigt over strukturelle elementer



Figur 5 Detalje 1 - top af stilladstårn

2.3 Øjenvidneberetning

COWI har af Aalborg Politi ved vicekriminalinspektør Ole Jensen samt entreprenøren fået oplyst et hændelsesforløb, som kan beskrives således:

Entreprenøren konstaterede et problem med stillads og form i området omkring tårn K i understøtningslinie 4, dvs. understøtningslinien langs den østlige side af motorvejen.

Tre af entreprenørens medarbejdere undersøgte dette område under stilladset og konstaterede, at en stålbjælke under de mekaniske donkrafte var vredet. Entreprenøren besluttede, at fejlen skulle rettes. Den ene person gik herefter tilbage til den igangværende støbning, den anden hentede det nødvendige værktøj, mens den tredje forblev under stilladset. Umiddelbart efter sker kollapset.

2.4 Vurdering af udbudsmateriale

Udbudsmaterialet indeholder direkte eller indirekte via normhenvisninger et antal krav relateret til projektering og udførelse af interimskonstruktionerne.

COWI har ved gennemgang af diverse udbudsdokumenter og normer ikke fundet mangler i de stillede krav til projektering og udførelse af interimskonstruktionerne.

2.5 Vurdering af stilladsprojektets overholdelse af krav i udbudsmaterialet

Specifikke forhold angående projektering og udførelse af stilladskonstruktionerne er adresseret særskilt. Nedenfor er den modtagne dokumentation gennemgået med henblik på at konstatere, om de væsentlige overordnede krav er overholdt i projektet. Her skal fremhæves:

SAB s 90

Under stillads og form, projektering angives, at "*stilladskonstruktioner og form over den underførte motorvej skal henføres til høj sikkerhedsklasse jf. DS 409*".

Den fremsendte dokumentationen viser, at høj sikkerhedsklasse er anvendt ved eftervisningen af HE400B forskallingsdragere samt HE500B søjleåg. Derimod fremgår det af dokumentationen, at fundering og tårne ikke er projekteret i høj sikkerhedsklasse. Fordelingsbjælker og åg mellem tårne og søjleåg synes at være projekteret med partialkoefficienter for normal sikkerhedsklasse fra den tidligere udgave af DS 412. Dette svarer dog tilnærmelsesvis til høj sikkerhedsklasse efter den nu gældende DS 412.

DS 409 s16

Under sikkerhed angives, at "*en konstruktions robusthed skal stå i relation til konsekvenserne af et svigt af konstruktionen. Der stilles kun krav til robusthed, se 1.2.7 (1)P, for konstruktioner i høj sikkerhedsklasse*".

Der foreligger ikke dokumentation for, at konstruktionen er projekteret under særlig hensyntagen til robusthed.

SAB s 92

Under udførelse, stillads er anført, at "*entreprenøren skal ved stilladsberegninger - især ved stilladser højere end 4 m - gøre nøje rede for placeringen af stød og afsværtning*".

Der foreligger ikke dokumentation for, hvorledes de horisontale kræfter overføres fra stilladsoverbygning til fundering.

AAB betonbroer s5-6 Under stillads og form, projektering angives, at "*entreprenøren skal i sit stilladsprojekt specificere tolerancer for udførelsen. Der skal i stilladsberegningerne være taget højde for de angivne tolerancer*".

Ved gennemgang af stilladsberegninger og tilhørende tegninger er der ikke fundet specifikation af tolerancer for udførelsen, og der er ikke medtaget tolerancer i beregningerne.

2.6 Beregning af reaktioner fra interimisdæk

De væsentligste kommentarer til beregninger af belastninger fra interimisdækket er:

- Entreprenørens udførte analyse af interimisdækket er foretaget for det vestlige fag. COWIs tekniske undersøgelse viser, at det østlige fag er mere kritisk som følge af, at både motorvejen og den overførte vej ligger i kurve. Egenvægten af det østlige fag vurderes 10-15% større end egenvægten af det vestlige fag. Som følge af broens geometri vil denne ekstra vægt hovedsagelig skulle understøttes af de yderste stilladstårne. Det er fundet, at lasten typisk øges med ca. 20%, samt at lasten på et enkelt af de yderste tårne (I) øges med mere end 100%.
- Entreprenørens tegning 28.125-01 opsummerer reaktionerne på de enkelte tårne. Tegningen angiver, at reaktionerne langs de to understøtningslinier er ens. COWIs tekniske undersøgelse viser, at dette ikke er tilfældet og at reaktionerne på tårnene og bøjningsmomenterne i søjleågene derfor i visse tilfælde undervurderes med op til 25%.
- Søjleåg for henholdsvis østlig og vestlig understøtningslinie er placeret i forskellig koter, således at forskallingsdragerne ikke forløber vandret. Dette resulterer i, at forskallingsdragerne vil "ride" på kanten af søjleågets overflange, som herved påvirkes excentrisk.
- Entreprenørens tegning 28.125-01 angiver endvidere de totale vandrette reaktioner samt specificerer, at kræfterne skal optages af de permanente fundamenter. Der er i stilladsprojektet ikke redegjort for, hvorledes disse vandrette kræfter skal overføres fra interimisdæk til den permanente fundering.

2.7 Projektering af forskallingsdrager og søjleåg

Forskallingsdragerne bærer formen på tværs af motorvejen, og søjleågene er de langsgående bjælker placeret på stilladstårnene på langs af motorvejen.

De væsentligste kommentarer til projekteringen af forskallingsdrager og søjleåg er:

- Bæreevnen af forskallingsdragerne er generelt vurderet tilstrækkelig, dog er der fundet en enkelt mindre overudnyttelse.
- For søjleågene er der fundet en overudnyttelse både i situationen, hvor hele dækket ville være udstøbt samt på det stade støbningen var, da kollapse skete. I begge situationer er den regningsmæssig udnyttelsesgrad for henholdsvis bøjning og forskydning på 1,3-1,4, mens udnyttelsesgraden for kombineret bøjning og forskydning er på 1,8-1,9. Det kan bemærkes, at den karakteristiske udnyttelsesgrad (dvs. uden partialkoefficienter på last og materialesiden) var ca. 0,7 på tidspunktet for kollapse.

2.8 Projektering af overgangskonstruktion mellem søjleåg og tårne

Overgangskonstruktionen mellem søjleåg og tårne består af donkrafte, fordelingsbjælker og åg, jf. Figur 5.

De væsentligste kommentarer til projekteringen af disse er:

- Entreprenøren har ikke vurderet effekten af lokale belastninger på kroppladen af fordelingsbjælken og åg. Dette omfatter både koncentrede belastninger under donkrafte og i krydsningspunktet mellem fordelingsbjælke og åg. Der er f.eks. ikke tilføjet lokale kropafstivninger under belastningspunkterne til sikring af lastoverføring og stabilitet. Der er fundet regningsmæssige udnyttelsesgrader af størrelsesordenen 2 for flere fordelingsbjælker og åg.
- Entreprenøren har i sin projektering ikke dokumenteret at understøtningsforholdene for donkraftene sikrer en jævnt fordelt last på den enkelte donkraft.
- Entreprenøren har i sin projektering placeret op til 3 donkrafte på overgangskonstruktionerne, med den ene placeret midt på fordelingsbjælken. De statiske forhold betyder, at den midterste donkraft aflastes og forbliver virkningsløs, hvorfor de to øvrige donkrafte belastes væsentligt mere end forudsat. Usymmetrisk belastning fører til vinkeldrejning af søjleåget, der igen resulterer i uens belastning på donkraftene og dermed en undervurdering af de maksimale donkraftbelastninger. For nogle donkrafte er "safe working load" dermed overskredet med 50%
- Der er ikke taget hensyn til excentriciteter som følge af tolerancer på placering af f.eks. donkrafte og fordelingsbjælker. Få mm excentricitet på belastningen ud af bjælkens plan medfører ekstra påvirkninger af bjælkens kropplade af samme størrelsesorden som fra selve den lodrette last.
- Entreprenøren har i sin projektering ikke indarbejdet krav til robusthed for konstruktionselementer i høj sikkerhedsklasse.

2.9 Projektering af stilladstårne

Stilladstårnene er placeret under stilladskonstruktionens søjleåg på hver side af motorvejens gennemkørselsåbning. Der anvendes primært 2 typer tårne, som er modificerede sektioner fra en gitterkonstruktion, der tidligere har været anvendt som krantårn. Tårnene står med afstande varierende mellem 5,0 m og 7,5m.

De væsentligste kommentarer til projekteringen af disse er:

- Entreprenøren har forudsat, at lasten kan fordeles ligeligt mellem de 4 hjørnejern. Søjleågets understøtningsforhold er statisk ubestemt, hvilket giver en væsentlig ulige lastfordeling på donkraftene og dermed excentricitet på tårnet. Der er fundet regningsmæssige udnyttelsesgrader på mellem 1,2 og 2,5 for et antal tårne.
- Entreprenøren har ikke taget hensyn til tolerancer i forbindelse med tårnenes placering i forhold til stilladskonstruktionens søjleåg.
- Den udførte modifikation af tårnene er ikke dokumenteret ved tegninger, beregninger, svejsekontrol m.v.
- Der er anvendt stilladstårne af en type, som ikke er omfattet af beregningerne eller vist på tegninger. Bæreevnen af disse tårne er således ikke blevet eftervist.
- Entreprenøren har ikke undersøgt tårnet for vandrette kræfter. En horisontal masselast på 2,5 %, som der er vejledt om i DS 482, vil øge tårnets udnyttelsesgrad med 40 %.
- Entreprenøren har ikke indarbejdet krav til anvendelsen af høj sikkerhedsklasse samt det tilhørende krav om robusthed for konstruktions-elementer i høj sikkerhedsklasse.

2.10 Projektering af fundamenter

Stilladset for gennemkørselsfagene er med undtagelse af 4 fundamenter alle direkte funderede. De 4 undtagelser er fundamenterne K, L, M og N i det østlige fag. Disse er alle funderet på 2 stk. ca. 20 m lange pæle.

COWIs gennemgang af projektdokumentationen har ført til følgende bemærkninger:

- Fundamenterne er ikke regnet i høj sikkerhedsklasse som krævet i SAB. Der er ligeledes ikke taget højde for kravet til robusthed.
- For de direkte funderede fundamenter viser gennemgangen af beregningerne, at fundamenterne er forudsat funderet 1 m under terræn. Under antagelse af høj sikkerhedsklasse finder COWI, at fundamentsunderkant skulle være ca. 1,2 m under terræn.

- Entreprenørens tegning 28.125-01 angiver fundamentsstørrelse, inklusiv en højde på 1 m, men ikke at funderingsniveauet skulle være 1 m under terræn.
- Det har ikke været muligt at få klarlagt, hvor dybt fundamenterne endeligt er blevet funderet, men fotos fra det vestlige fag viser fundamenter placeret på terrænoverfladen. Fundamenter placeret på overfladen har en væsentligt lavere bæreevne (cirka en fjerdedel i dette tilfælde) end fundamenter med fundamentsunderkant 1 m under terræn, som antaget i beregningerne.
- COWIs vurdering viser, at de hårdest udnyttede pæle har en regningsmæssig udnyttelsegrad på under 1,0 uden hensyntagen til robusthedskravet.
- Med 2 pæle i hver pælegruppe er der ikke taget højde for eventuelle excentriciteter i belastningen.

2.11 Godkendelse af tegninger og beregninger for stilladserne

Brotilsynet kommenterer i flere omgange entreprenørens fremsendte projekt for stilladskonstruktionerne.

Brotilsynet kommenterer bl.a. den 23. januar 2005 i en e-mail til entreprenøren at der flere steder er problemer med stilladsets bæreevne. Endvidere forudsætter entreprenørens beregninger, at kiledonkraftene placeres meget nøjagtigt midt på dragerne, og for dragere med 3 donkrafte, at de 2 yderste placeres meget nøjagtigt lige over de underliggende åg. Entreprenøren bør desuden vurdere, om fordelingsdragere og åg kan bære den koncentrerede belastning lige under kiledonkraftene, uden at de forsynes med kropafstivninger.

COWI har ikke i den senere korrespondance fundet, at de rejste spørgsmål er blevet afklaret mellem brotilsynet og entreprenøren

Brotilsynet har på forespørgsel pr e-mail 15. maj oplyst til COWI, at der ikke foreligger nogen godkendelse af entreprenørens tegninger og beregninger for stilladserne.

2.12 Udførelse af stilladskonstruktioner

Det har gennem denne undersøgelse ikke været muligt at tilvejebringe detaljeret information vedrørende udførelsen og montagen af det østlige gennemkørselsfag, som styrtede ned. Derimod var det muligt at inspicere det vestlige gennemkørselsfag, inden dette blev demonteret. De følgende kommentarer er baseret på observationer herfra. Det kan dog ikke udelukkes, at der kan være sket små forskydninger visse steder af det vestlige stillads under kollapset, men der er imidlertid intet som antyder, at udførelsen af det østlige gennemkørselsfag skulle være væsentligt anderledes end udførelsen af det vestlige fag. Observati-

oner gjort af mere generel karakter for det vestlige fag, kan således antages at kunne overføres til det østlige fag.

Der er i det udleverede materiale ikke fundet montagevejledninger i form af tegninger og/eller beskrivelser, som definerer stilladskonstruktionerne i detaljer, angiver samlingsmetoder eller fastlægger tolerancerne for montagen af disse konstruktioner.

Montagen af stilladstårne og konstruktioner på toppen af stilladstårnene som forbindelse til søjleågene har været upræcis. Der er konstateret betragtelige excentriciteter ved placering af fordelingsbjælker, åg og donkrafte, som resulterer i en reduceret bæreevne af de i forvejen hårdt udnyttede elementer.

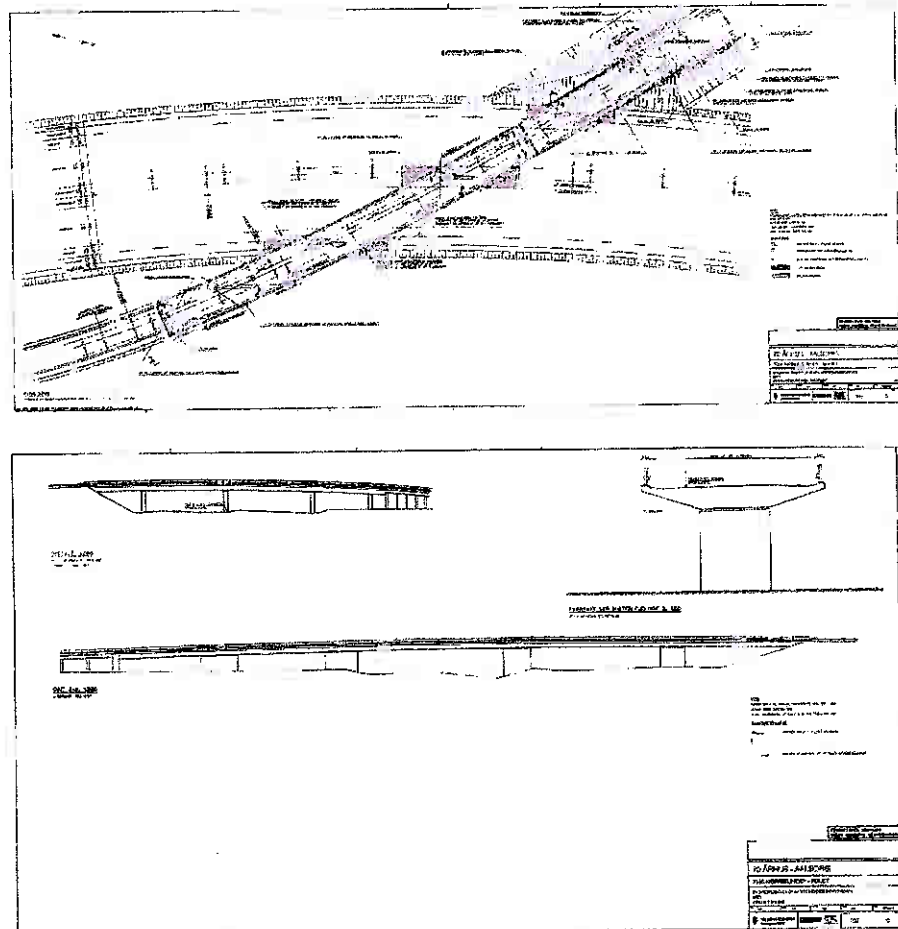
Det er efterfølgende konstateret, at specielt ågene i overgangskonstruktionen er blevet modificeret siden entreprenøren har udfærdiget de statiske beregninger. COWI har via Politiet modtaget ekstra materiale som dokumenterer, at der i flere positioner er monteret mindre bjælker end forudsat i beregningerne. Bjælker har dog oftest fået indsat en ekstra kropplade, men der foreligger ingen dokumentation af disse bjælkers bæreevne.

Der er ydermere konstateret, at der er anvendt stilladstårne af en type, som ikke er omfattet af beregningerne eller vist på tegninger. Bæreevne af disse tårne er således ikke blevet eftervist.

3 Projektet

3.1 Projektbeskrivelse

Projektet involverer byggeri af en ca. 160 m lang bro over motorvejen umiddelbart nord for Limfjordstunnelen. Broen er benævnt Bygværk 70-0-171 OF af H77 Nørresundbygrenden. Arbejdet er udbudt i Entreprisen nr. 7095.20, der yderligere omfatter vejarbejder for etablering af ekstra vognbane i sydgående retning.



Figur 6 Tegninger af færdig bro

Entreprenøren startede arbejdet i sommeren 2005.

Stilladserne var færdigt opstillede i februar 2006, hvorefter form og armeringsarbejde blev udført.

Brostøbningen blev indledt den 24. april 2006. Den efterfølgende dag skete kollapse.

4 Øjenvidneberetning

COWI har 3 gange haft kontakt til vicekriminalinspektør Ole Jensen hos Aalborg Politi med hensyn til beskrivelse af hændelsesforløbet ved stilladskollapset. Politiet og entreprenøren har oplyst et hændelsesforløbet, der kan beskrives således:

Entreprenørens medarbejdere konstaterede et problem med stillads og form i området omkring understøtningslinie C1 (her også benævnt linie 4).

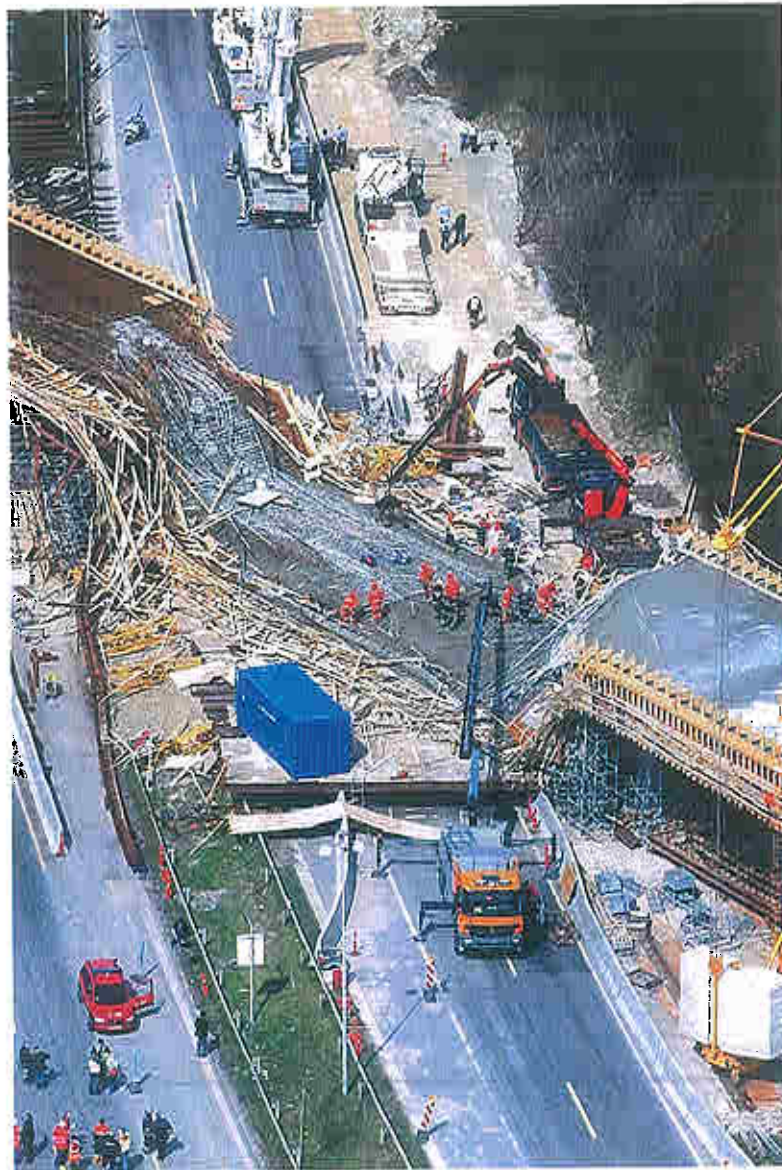
Tre af entreprenørens medarbejdere undersøgte sammen dette område under stilladset, og konstaterede, at en stålbjælke under de mekaniske donkrafte var vredet. Entreprenøren besluttede, at fejlen skulle rettes. Den ene person gik herefter tilbage til den igangværende støbning, den anden hentede det nødvendige værktøj, mens den tredje forblev under stilladset. Umiddelbart efter sker kollapse.

Efterfølgende afhøringer af flere af specialarbejderne, som var beskæftiget med støbningen, har givet oplysninger om først et brag eller dunk, herefter en ca. 10 cm sætning af formen, og umiddelbart herefter selve kollapse, hvor hele konstruktionen falder ned på kørebanen.

Entreprenøren har senere oplyst, at der var problemer ved understøtning K i linie 4.

HEB bjælken under de mekaniske donkrafte var deformeret, og det var hensigten at stabilisere bjælken, således at denne blev sikret. Entreprenøren nåede ikke at udføre dette.

Ole Jensen har senere, på grundlag af afhøringerne, skitseret deformationen som at den ene overflange bøjed nedad, og at bjælkens krop samtidig bøjed ud til den modsatte side.



Figur 7 Kollapset stillads (Foto: Nordjyske)

5 Udbudsmateriale, normer og standarder

5.1 Dokumenter, normer og standarder

Følgende dokumenter, normer og standarder er fundet relevante i gennemgangen af udbudsmaterialet med relation til de undersøgte interimskonstruktioner:

- Særlige betingelser og beskrivelser (SBB) indeholder tre underdokumenter - Særlige betingelser (SB), Særlige arbejdsbeskrivelser (SAB) samt Tilbuds- og afregningsgrundlag (TAG), dateret april 2005
- Udbudskontrolplaner: Broer (UKP), dateret april 2005
- AAB for betonbroer - betonarbejde
- DS 409:1998 Norm for sikkerhedsbestemmelser for konstruktioner
- DS 410:1998 Norm for last på konstruktioner
- DS 412:1998 Norm for stålkonstruktioner
- DS 415:1998 Norm for fundering
- DS 482 Udførelse af betonkonstruktioner
- DS/ENV 1090-1 Udførelse af stålkonstruktioner, generelle regler og regler for bygninger
- Tegninger for Entreprise 7095.20 i henhold til tegningsliste på tegn. nr. 100 rev. 1, dateret 2005-04-26.

I afsnit 9 er relevante udvalgte krav fra de ovenstående dokumenter gennemgået.

6 Gennemgang af dokumentationsmateriale for interimskonstruktioner

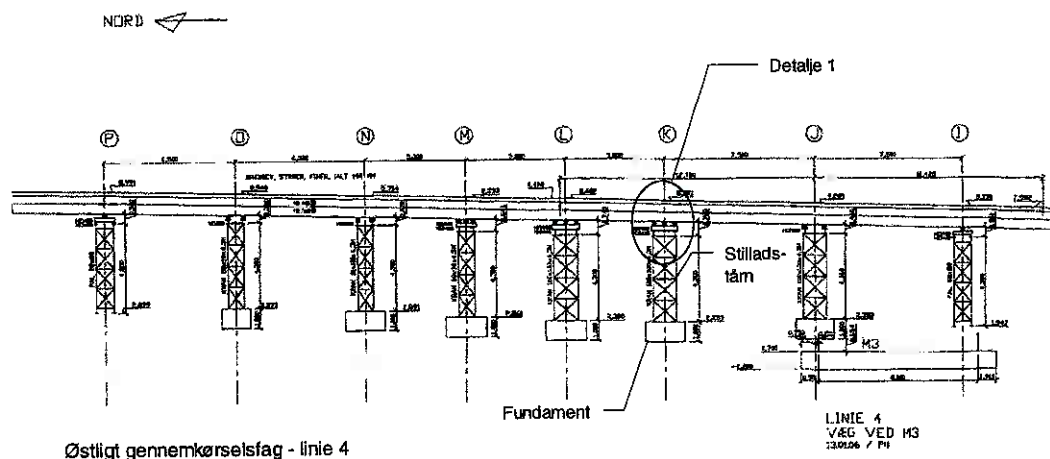
6.1 Basis for den tekniske undersøgelse

COWI har, som basis for den tekniske undersøgelse, fået udleveret en mappe med dokumentationsmateriale vedrørende beregning af fundamenter, stilladskonstruktioner og form suppleret med kopi af materiale konfiskeret af politiet på byggepladsen.

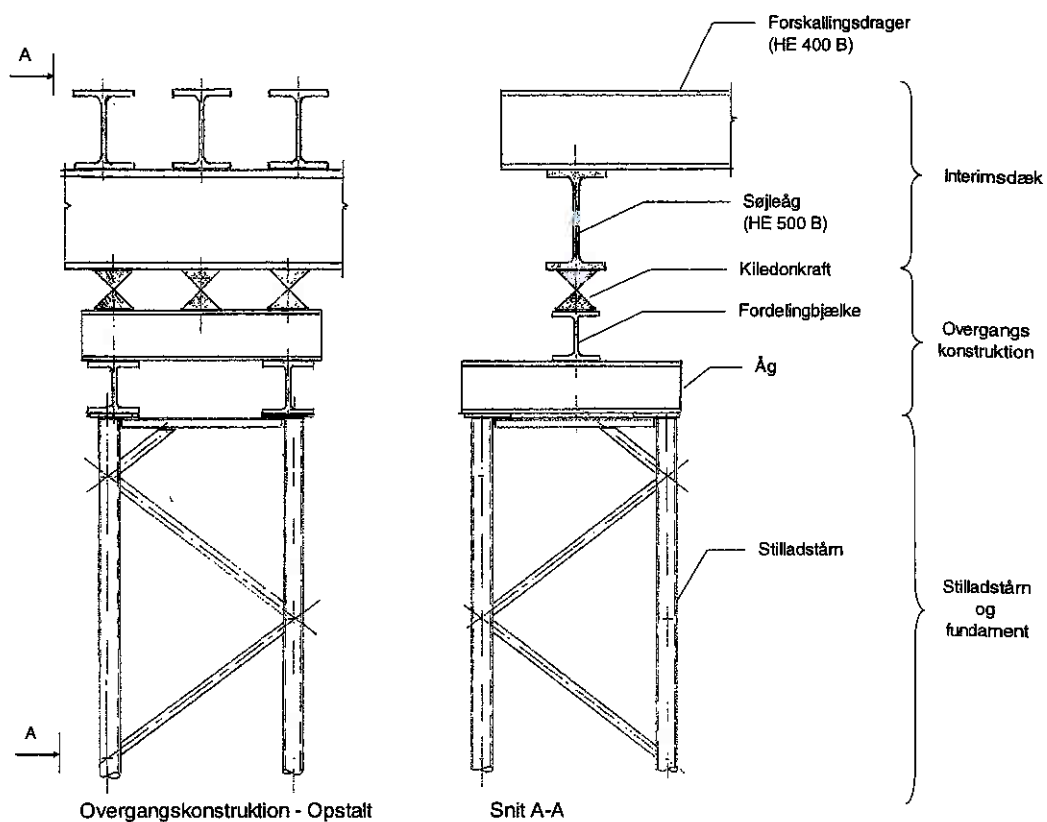
Derudover indgår diverse dokumenter fra udbudsprojektet, jvf. opsummeringen i afsnit 5.1, i den tekniske undersøgelse.

Endelig er brostedet besøgt i dagene efter kollapset.

På basis af de modtagne dokumenter er beregning af de enkelte elementer blevet gennemset. Der er blevet fokuseret på beregninger vedr. stilladskonstruktioner og fundamenter, mens beregningen af formkonstruktioner kun er gennemset for information, da intet har peget på at kollapset skyldes selve formen.



Figur 8 Oversigt over strukturelle elementer



Figur 9 Detalje 1 - top af stilladstårn

6.2 Beregning af interimsdæk over motorvej

6.2.1 Entreprenørens beregning

Entreprenøren har udført beregning af interimsdæk for gennemkørselsfag som omfatter beregning af forskallingsdragere og søjleåg, samt overslagsberegninger af fundamenter for stilladstårne samt strøer og forskallingsbrædder.

Det konstateres, at beregning af ståldragere er udført iht. høj sikkerhedsklasse som specificeret i SAB, mens krav om robusthed for konstruktioner i høj sikkerhedsklasse ikke er blevet tilgodeset. COWI er enig i, at forskallingsdragere ikke enkeltvis skal betragtes som kritiske elementer, og robusthed skal derfor ikke eftervises. Søjleågene derimod vurderes som kritiske elementer, idet svigt af et åg vil resultere i kollaps af konstruktionen, og skal derfor eftervises for robusthed.

Beregningsgrundlaget for stillads og form er fastlagt i DS 482, afsnit 5. De anvendte belastninger og lastkombinationer fra egenvægt af form og dragere, vægt af frisk beton og øvrige laste (stødtillæg og anden last) er vist i tabellen nedenfor.

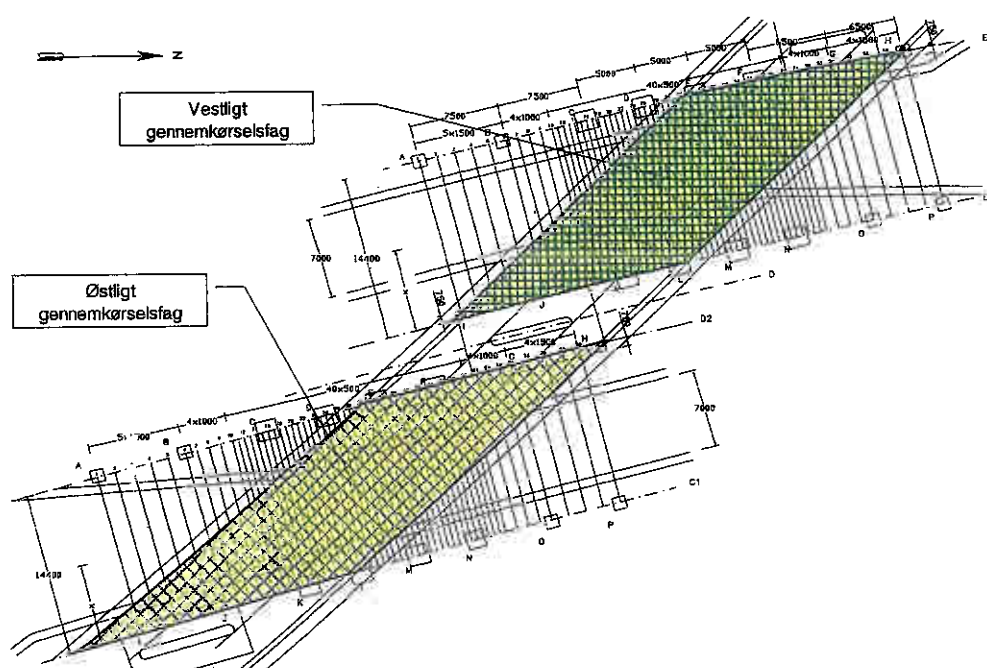
	DS 482, afsnit 5	Entreprenør
Egenvægt form	skal medregnes	0,5 kN/m ²
Egenvægt forskallingsdragere	skal medregnes	1,55 kN/m
Vægt af frisk beton	skal medregnes	25,0 kN/m ³
Ophobning inkl. stødtillæg	3,0 kN/m ²	2,0 kN/m ²
Anden nyttelast	2,0 kN/m ²	2,0 kN/m ²
Naturlaste	skal medregnes	-
Vandret last	ikke mindre end 2,5 %	2,5 %

Tabel 1 Belastninger

Det konstateres, at entreprenøren kun har anvendt en ophobningslast på 2,0 kN/m² og ikke, som specificeret i DS 482, 3,0 kN/m². Stødtillæg skal kun påføres form og formbærende elementer, og den reducerede last har derfor udelukkende indflydelse på eftervisningen af form (som ikke er omfattet af nærværende undersøgelse) og forskallingsdragere. Endvidere er der ikke påført naturlaste, som dog i dette tilfælde må anses at være uden betydning.

Understøtningsbetingelserne for søjleåget på tårnene tager ikke hensyn til den faktiske understøtning på 1-3 donkrafte, men regnes som en central punktunderstøtning.

De to gennemkørselsfag er som følge af broens krumning ikke geometrisk ligedannede, og den nærværende beregning er tilsyneladende udført for det vestlige gennemkørselsfag. Det vurderes, at egenvægten af det østlige gennemkørselsfag er 10-15 % højere end egenvægten af den vestlige fag.



Figur 10 Østligt og vestligt gennemkørselsfag

Det skal noteres, at ulykken skete under støbning af det østlige fag, inden man var nået frem til det vestlige fag.

6.2.2 COWIs beregning af interimskonstruktion

Som et led i nærværende undersøgelse har COWI udført en uafhængig beregning af forskallingsdragere og søjleåg ved hjælp af FEM-programmet ROBOT. Beregningerne er udført for såvel det østlige gennemkørselsfag som for det vestlige fag med tilsvarende laste, som er anvendt i entreprenørens beregning.

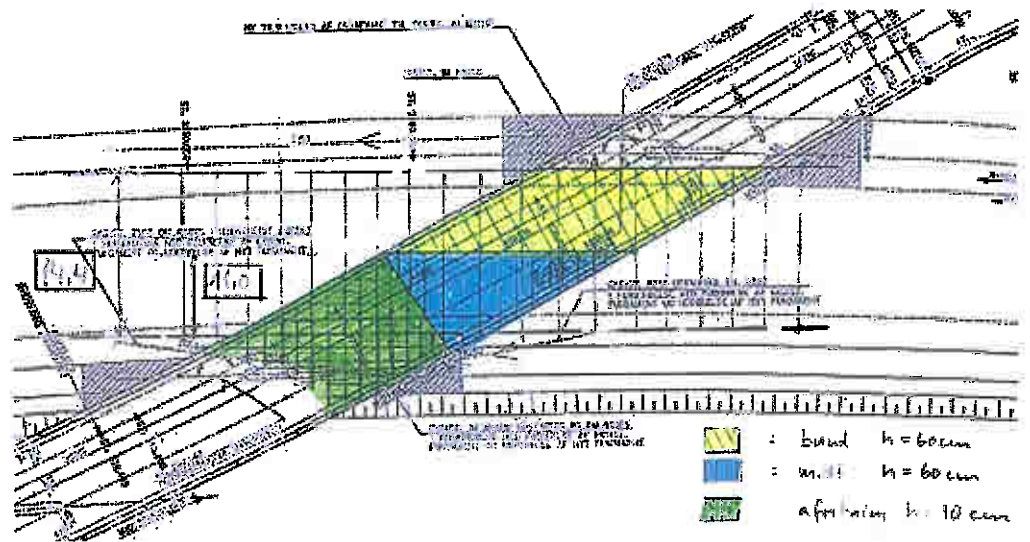
Stilladskonstruktionen er blevet modelleret henholdsvis med understøtninger svarende til en central enkeltunderstøtning på hvert tårn, som er anvendt i entreprenørens beregninger, samt med understøtninger svarende til de mekaniske donkrafte, som er placeret på toppen af stilladstårnene. I det sidstnævnte tilfælde er understøtningerne modelleret som elastiske understøtninger med stivheder svarende til den underliggende konstruktion.

I det ovenstående er antaget, at de to yderste donkrafte er placeret teoretisk korrekt lige over et åg. Hvis den ene donkraft derimod er placeret et stykke fra åget ude på fordelingsbjælken, vil den få en reduceret stivhed. Effekten er dog vurderet til at være begrænset.

Lasten fra egenvægt af form og forskallingsdragere, frisk beton, ophobning samt anden nyttelast er påført som fladelast på et areal svarende til den nye bros areal. Der er medtaget to lastintensiteter svarende til brotværsnittets centrale del og de to "vinger".

Beregningerne er udført for to byggefaser. Den ene byggefase beskriver den fase, hvor støbning af betondækket er afsluttet og er udført for begge gennemkørselsfag. Resultaterne heraf anvendes til sammenligning med entreprenørens og brotilsynets resultater.

Den anden byggefase beskriver situationen for det østlige gennemkørselsfag umiddelbart før kollapset fandt sted. Det har ikke været muligt at få en nøjagtig registrering af arbejdets fremdrift på tidspunktet for kollapset, men ud fra fotos af det nedstyrtede dæk, kombineret med information vedrørende støbesekvenser og den totalt udstøbte betonmængde, er fremdriften blevet vurderet.

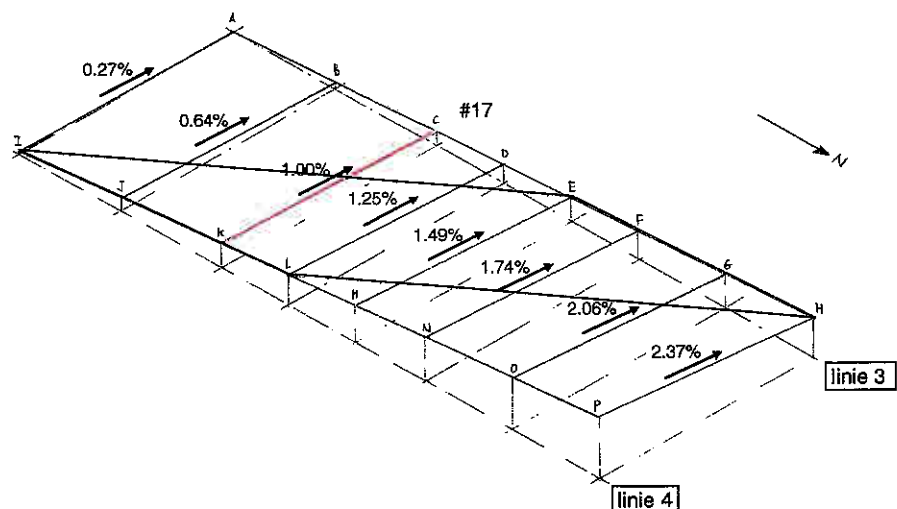


Figur 11 Oversigt over vurderet stæde for støbningen ved kollaps

Det vurderes, at trin 1 af støbningen, svarende til de nederste 60cm af brodækkets højde, var afsluttet for det østlige fag. Trin 2, svarende til de næste 60cm, var ca. 75% afsluttet, mens trin 3, som var de øverste 10cm af brodækket var ca. 35% afsluttet. På baggrund af disse vurderinger er reaktioner på understøtninger og snitkræfter i søjleåg beregnet.

6.2.3 Forskallingsdragernes vederlag på søjleåg

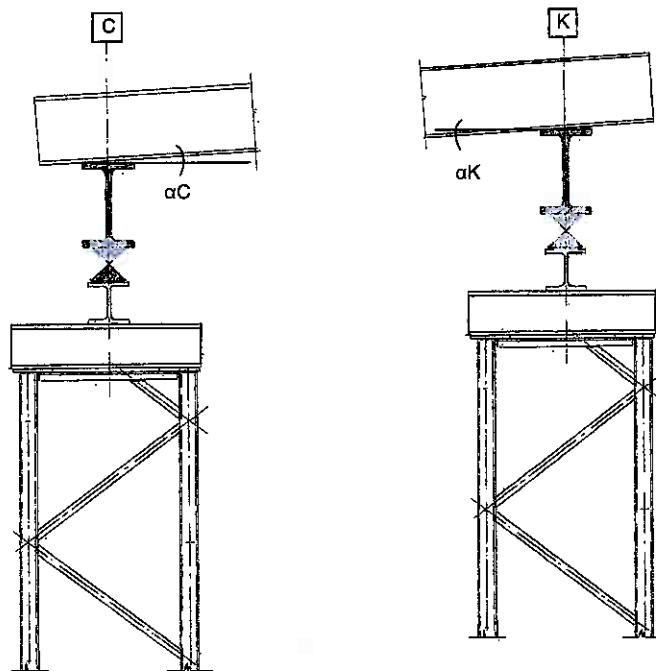
Det konstateres, at søjleågene (HE500B) i de to sider af det østlige gennemkørselsfag som følge af broens geometri ikke var placeret i samme niveau, således at forskallingsdragerne (HE400B) blev placeret med en hældning i forhold til vandret. Den geometriske hældning varierede fra ca. 0,27% i den sydlige ende til ca. 2,37% i den nordlige ende, som det ses på nedenstående figur.



Figur 12 Geometrisk hældning af forskallingsdragere

De viste hældninger er beregnet på basis af koter opgivet på entreprenørens tegninger for Linie 3 og Linie 4.

Da søjleågets overflange i princippet er vandret, vil forskallingsdrageren blive understøttet på den ene kant af overflangen, se nedenstående figur.



Figur 13 Vinkel mellem forskallingsdrager og søjleå

Som følge af nedbøjningen af forskallingsdrageren fra nyttelasten (vægt af frisk beton m.m.) vil vinklen mellem søjleåets overflange og forskallingsdrageren reduceres i den vestlige understøtningslinie (A-H), mens vinklen øges i den østlige understøtningslinie (I-P).

For forskallingsdrager nr. 17, placeret ved stilladstårn C/K, ses, at vinkeldrejningen hidrørende fra nedbøjning er i samme størrelsesorden som den geometriske vinkel, således at de resulterende vinkler mellem søjleå og forskallingsdrager bliver som vist nedenfor.

Forskallingsdrager #17:

Vinkeldrejning (%)	α_C	α_K
geometri	1.000	1.000
nedbøjning	-1.161	1.311
totalt	-0.161	2.311

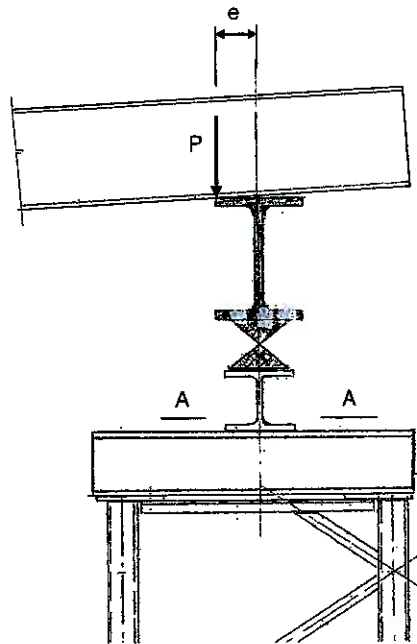
Figur 14 Vinkeldrejninger for forskallingsdrager nr.17

Lasten på søjleåget vil være excentrisk, indtil der er opnået en rotation af søj-

leågets overflange, som svarer til vinklen mellem forskallingsdrager og søjleåg. Hvis lasten øges herudover, vil der være fuld kontakt mellem åg og forskallingsdrager, og den ekstra last vil indføres centralt uden excentricitet.

Søjleågene er valsede HE500B profiler og som sådan relativt slappe over for vridning. Det er derfor rimeligt at antage, at den midterste del af åget mellem understøtningerne på stilladstårnene, vil kunne indstille sig ved rotation efter forskallingsdragerens vinkel, og at de tilhørende reaktionsmomenter vil være små.

I området ved understøtningerne vil disse introducere stivhed i systemet, således at excentricitetsmomenter kan opbygges. Såvel søjleåg som kiledonkrafte og den underliggende konstruktion vil bidrage til stivheden.



Figur 15 Excentrisk last på understøtning

For vederlaget ved stilladstårn K er det fundet, at ved ca. 20% af den totale lodrette reaktion vil søjleågets overflange have indstillet sig til forskallingsdragerens vinkel, og de resterende 80% af lasten vil indføres uden excentricitet.

Den tilhørende maksimale vandrette udbøjning af søjleåg/ kiledonkraft/ fordelingsbjælke bliver i størrelsesorden 5mm, hvilket vil medføre, at der forekommer flydning i fordelingsbjælkens kropplade på stilladstårn K, selv ved anvendelse af karakteristiske laste og materialeparametre.

Der er i de modtagne dokumenter og beregninger ikke taget hensyn til ovenstående enten ved beregningsmæssig eftervisning eller ved konstruktive tiltag til sikring af central lastindføring i søjleåg.

6.3 Projektering af forskallingsdragere og søjleåg

Forskallingsdragere HE400B

Belastning på den enkelte forskallingsdrager er beregnet ud fra dragerens geometriske andel af formarealet ovenover. Reaktion på søjleåg, maksimalt bøjningsmoment, forskydning samt nedbøjning er herefter beregnet.

Det konstateres, at reaktionen kun er angivet for det ene vederlag, og det er antaget symmetrisk, således at tilsvarende reaktioner forefindes ved den modsatte understøtningslinie.

Anvendes resultaterne fra COWIs FEM model (ROBOT) til undersøgelse af forskallingsdragerne fås, at udnyttelsesgraden baseret på en plastisk tværsnitseftervisning for en enkelt forskallingsdrager marginalt (9%) overstiger 1.0 og således er regningsmæssigt overudnyttet. Resultaterne ses i tabellen herunder.

Bjælke nr.	Mmax (kNm)	Qmax (kN)	UR,m	UR,q
1	204.59	101.8	0.36	0.18
2	206.12	119.09	0.36	0.21
3	295.88	155.85	0.52	0.27
4	402.21	194.75	0.71	0.34
5	524.59	230.90	0.93	0.41
6	539.01	220.19	0.95	0.39
7	495.50	190.88	0.87	0.34
8	560.19	205.74	0.99	0.36
9	620.04	218.20	1.09	0.38
10	503.84	172.05	0.89	0.30
11	382.19	124.77	0.67	0.22
12	385.47	124.72	0.68	0.22
13	400.10	127.85	0.71	0.23
14	413.15	127.35	0.73	0.22
15	425.04	128.60	0.75	0.23
16	436.15	127.50	0.77	0.22
17	447.60	128.63	0.79	0.23
18	456.76	127.38	0.81	0.22
19	466.30	127.82	0.82	0.23
20	474.74	128.13	0.84	0.23
21	481.10	126.80	0.85	0.22
22	488.57	127.62	0.86	0.23
23	493.71	126.97	0.87	0.22
24	498.51	123.58	0.88	0.22
25	502.03	119.87	0.89	0.21
26	503.27	116.15	0.89	0.20
27	504.13	-113.00	0.89	0.20
28	503.30	-116.71	0.89	0.21
29	500.78	-120.43	0.88	0.21

Bjælke nr.	Mmax (kNm)	Qmax (kN)	UR,m	UR,q
30	497.55	-124.15	0.88	0.22
31	492.43	-127.85	0.87	0.23
32	485.89	-128.80	0.86	0.23
33	478.67	-128.24	0.85	0.23
34	471.54	-129.59	0.83	0.23
35	462.47	-128.81	0.82	0.23
36	453.39	-130.04	0.80	0.23
37	442.21	-129.13	0.78	0.23
38	431.31	-130.22	0.76	0.23
39	418.99	-129.04	0.74	0.23
40	406.34	-129.36	0.72	0.23
41	393.38	-126.94	0.69	0.22
42	379.30	-123.97	0.67	0.22
43	364.88	-122.67	0.64	0.22
44	351.14	-118.98	0.62	0.21
45	336.03	-117.49	0.59	0.21
46	321.65	-113.61	0.57	0.20
47	306.43	-111.91	0.54	0.20
48	291.46	-107.55	0.51	0.19
49	280.07	-105.22	0.49	0.19
50	367.50	-145.50	0.65	0.26
51	435.24	-181.17	0.77	0.32
52	397.02	-166.36	0.70	0.29
53	321.43	-149.10	0.57	0.26
54	330.92	-162.04	0.58	0.29
55	297.78	-153.32	0.53	0.27
56	205.82	-116.16	0.36	0.20
57	138.94	-89.10	0.25	0.16
58	103.80	-68.65	0.18	0.12

Tabel 2 Udnyttelse af forskallingsdragere

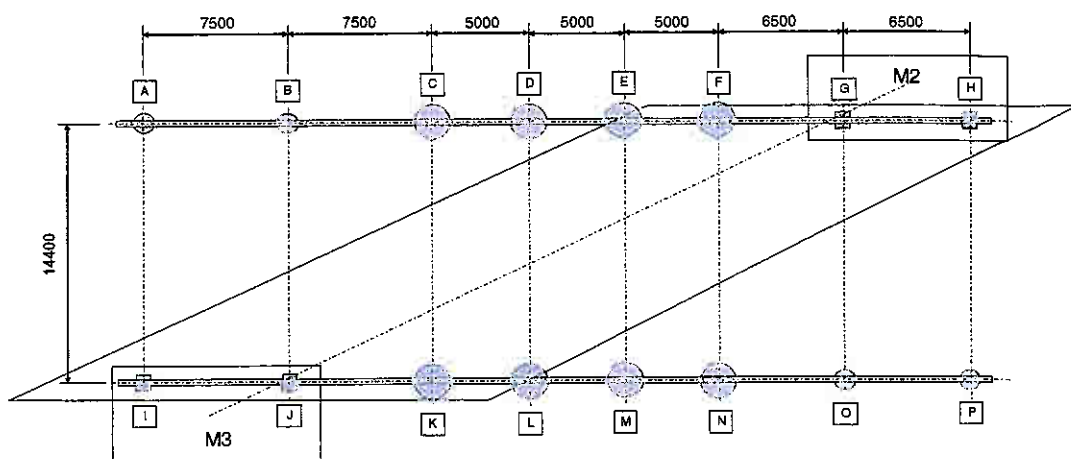
Grundet det store antal dragere må det statiske system anses for at være redundant, og bæreevnen af forskallingsdragere vurderes til at være tilstrækkelig.

Det noteres, at entreprenøren i beregningen af forskallingsdragerne ikke har medtaget krav til robusthed, hvorfor partialkoefficienten på materialeparameteren bliver $\gamma_m = 1,17 \cdot 1,1$. COWI er enig i denne disposition.

Søjleåg HE500B og reaktioner på understøtninger

Forskallingsdragerne HE400B har vederlag på søjleåg HE500B i begge ender. Der er ikke etableret kropafstivninger hverken i HE400B eller i HE500B ved vederlag og ej heller foretaget nogen eftervisning af, at de vil kunne udelades.

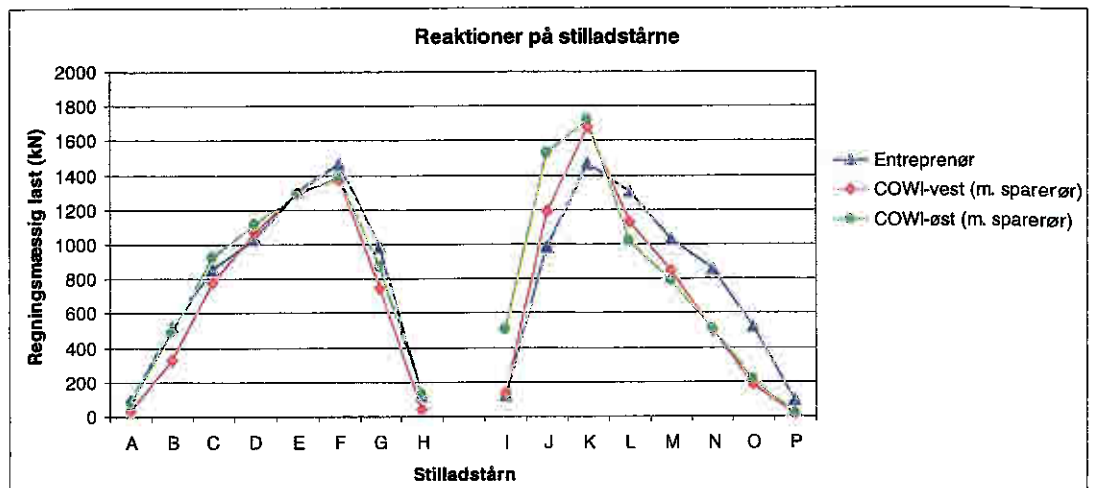
Søjleåget i den ene side (ved understøtninger A til H) er eftervist i entreprenørens beregninger for det vestlige gennemkørselsfag. Reaktioner og snitkræfter er beregnet og sammenlignet med de beregnede bæreevner.



Figur 16 Oversigt over tårn placering, vist for østligt gennemkørselsfag

Søjleåget i modsat side (ved understøtning I til P) er antaget geometrisk ligedannet, hvilket imidlertid ikke er tilfældet, idet spændvidden I-J og J-K afviger fra spændvidden H-G og G-F.

Reaktionen på de enkelte stilladstårne er angivet på entreprenørens tegning 28.125-01. På figuren nedenfor er entreprenørens reaktioner sammenlignet med resultaterne fra COWIs uafhængige beregning af det vestlige og det østlige gennemkørselsfag. Det skal noteres, at COWIs reaktioner er beregnet for et dragertværsnit, hvor sparerør er taget i regning, mens entreprenørens beregning er baseret på et tværsnit uden sparerør.



Figur 17 Sammenligning af reaktioner på stilladstårne

Som det ses, afviger reaktionerne for den østlige understøtningslinie (I-P) fra reaktionerne i den vestlige understøtningslinie (A-H). Samtidig afviger reaktionerne også fra det vestlige gennemkørselsfag til det østlige gennemkørselsfag. Reaktionerne angivet på tegning 28.125-01 fra entreprenøren er således ikke korrekte, og den største afvigelse findes for den østlige understøtningslinie ved begge gennemkørselsfag.

En uafhængig beregning af forskallingsbjælker og søjleåg er blevet foretaget af brotilsynet som et led i tilsyns kontrollen af interimskonstruktionerne. Resultaterne fra denne beregning, dateret 07.12.2005, er vedlagt i den modtagne mappe med dokumentation. På grundlag af figurerne inkluderet i beregningen vurderes det, at beregningen her ligeledes er foretaget for det vestlige gennemkørselsfag.

Som ovenfor nævnt, har COWI gennemført en uafhængig beregning med FEM programmet ROBOT af såvel det vestlige som det østlige gennemkørselsfag. For at kunne sammenligne COWIs resultater med brotilsynets og entreprenørens resultater, er COWIs beregninger udført både for et dragertværsnit, hvor de tre ø800mm sparerør ikke er taget i betragtning, som det har været forudsætningen for entreprenørens beregning, samt for et tværsnit, hvor sparerørerne er taget i regning. Ved ikke at tage rørene i regning overvurderes vægten af den udstøbte beton med ca. 15%. Resultaterne kan ses i nedenstående tabel.

Understøtning	VEST	VEST		ØST	
	Entreprenør	COWI		COWI	
	tegn. 28.125-01 (kN)	m. sparerør (kN)	u. sparerør (kN)	m. sparerør (kN)	u. sparerør (kN)
A	91	27	27	65	68
B	517	326	352	492	542
C	852	776	861	926	1034
D	1032	1067	1200	1111	1249
E	1308	1306	1480	1290	1461
F	1462	1376	1558	1389	1575
G	982	750	829	874	971
H	123	38	37	127	135
I	123	135	141	503	551
J	982	1193	1339	1528	1737
K	1462	1683	1913	1719	1950
L	1308	1130	1269	1012	1133
M	1032	844	943	783	874
N	852	497	543	505	552
O	517	182	193	214	229
P	91	9	8	14	14
SUM	12734	11339	12693	12552	14075

Tabel 3 Sammenligning af beregnede reaktioner på tårne

Det ses, at der er rimelig overensstemmelse mellem de beregnede reaktioner for den vestlige understøtningslinie, når man ser bort fra endeunderstøtningerne. De forekommende afvigelser kan tilskrives forskellig modellering af geometri, som ikke er fuldstændigt målsat på de modtagne tegninger.

For det østlige fag fås generelt større last på yderunderstøtningerne (A-C, G-H, I-J og O-P), mens lasten på de midterste understøtninger kun varierer marginalt. De øgede belastninger på yderunderstøtningerne kan tilskrives forskellen i geometri for de to gennemkørselsfag samt det forhold, at det østlige fag er 10-15 % tungere end det vestlige fag.

Snitkræfter i søjleåg er blevet beregnet af ved hjælp af COWIs FEM model. Resultater og de tilhørende regningsmæssige udnyttelsesgrader er vist i tabellerne nedenfor. Det noteres, at der i beregningen af udnyttelsegraden er medtaget krav til robusthed, svarende til en partialkoefficient på materialeparametre på $\gamma_m = 1,17 \cdot 1,1 \cdot 1,2$.

Vestligt Gennemkørselsfag (COWI)			
Understøtning	Regningsmæssigt		
	Reaktion (kN)	Mmax (kNm)	Qmax (kNm)
A	27	708	647
B	326		
C	776		
D	1067		
E	1306		
F	1376		
G	750		
H	38		
I	135	940	842
J	1193		
K	1683		
L	1130		
M	844		
N	497		
O	182		
P	9		

Vestligt Gennemkørselsfag (COWI)			
Udnyttelsesgrad UR		Søjleåg A-H	Søjleåg I-P
Regningsmæssigt	URm,d	1.01	1.34
	URq,d	1.02	1.33
	URkomb,d	1.20	1.82

Noter: URm,d og URq,d betegner den regningsmæssige udnyttelsesgrad med hensyn til henholdsvis bøjningsmoment og forskydning.

URkomb,d betegner den kombinerede udnyttelsesgrad.

Østligt Gennemkørselsfag (COWI)			
Understøtning	Regningsmæssigt		
	Reaktion (kN)	Mmax (kNm)	Qmax (kNm)
A	65	717	661
B	492		
C	926		
D	1111		
E	1290		
F	1389		
G	874		
H	127		
I	503	974	880
J	1528		
K	1719		
L	1012		
M	783		
N	505		
O	214		
P	14		

Østligt Gennemkørselsfag (COWI)			
Udnyttelsesgrad UR		Søjleåg A-H	Søjleåg I-P
Regningsmæssigt	URm,d	1.02	1.39
	URq,d	1.04	1.39
	URkomb,d	1.23	1.94

Noter: URm,d og URq,d betegner den regningsmæssige udnyttelsesgrad med hensyn til henholdsvis bøjningsmoment og forskydning.

URkomb,d betegner den kombinerede udnyttelsesgrad.

Tabel 4 Snitkræfter og beregnede udnyttelsesgrader i søjleåg

Det konstateres, at søjleågene (I-P) ved begge gennemkørselsfag regningsmæssigt er overudnyttede med udnyttelsesgrader på 1,3-1,4 for henholdsvis bøjning og forskydning. For kombineret bøjning og forskydning er udnyttelsesgraden 1,8-1,9, baseret på en plastisk tværsnitseftervisning.

Som det er nævnt ovenfor er der i COWIs FEM model ligeledes inkluderet en beregning af en byggefase, som beskriver situationen, hvor kollapset skete. Fremdriften er vurderet på baggrund af foto og information vedrørende støbesekvenser og udstøbte betonmængder. Reaktionen på understøtninger og snitkræfter i søjleåg er vist i tabellen nedenfor.

ØST-byggefase (COWI)					
Understøtning	Karakteristisk reaktion (kN)	Regningsmæssigt		Karakteristisk	
		Mmax (kNm)	Qmax (kNm)	Mmax (kNm)	Qmax (kNm)
A	59				
B	395				
C	711				
D	684	453	409	373	344
E	739				
F	736				
G	317				
H	14				
I	415				
J	1209	934	840	761	690
K	1344				
L	757				
M	570				
N	350				
O	129				
P	10				

Tabel 5 Reaktioner på tårne samt snitkræfter i søjleålg på tidspunktet for kollapset

De tilsvarende udnyttelsesgrader baseret på plastisk tværsnitseftervisning for byggefase bliver således:

ØST-byggefase (COWI)			
Udnyttelsesgrad UR		Søjleålg A-H	Søjleålg I-P
Regningsmæssigt	URm,d	0.65	1.33
	URq,d	0.64	1.32
	URkomb,d	0.66	1.81
Karakteristisk	URm,k	0.34	0.70
	URq,k	0.35	0.70
	URkomb,k	0.36	0.73

Noter: URm og URq betegner den beregnede udnyttelsesgrad med hensyn til henholdsvis bøjningsmoment og forskydning.

URkomb betegner den kombinerede udnyttelsesgrad.

Tabel 6 Udnyttelsesgrader for søjleålg i den kritiske byggefase

Det kan konstateres, at for den undersøgte byggefase er søjleålg I-P regningsmæssigt overudnyttet med en udnyttelsesgrad på 1,81.

Den karakteristiske udnyttelsesgrad i den undersøgte byggefase er beregnet til 0,73, hvorfor søjleålg må antages ikke at have initieret kollapset. Det skal understreges, at ovennævnte beregninger er foretaget under antagelse af ideel geometri og last, og at evt. excentriciteter som følge af opstillingstolerancer m.m. ikke er taget i regning.

Sikkerhed mod kipning af søjleålg (HE500B) er ikke eftervist i entreprenørens beregninger. Søjleålg er en mere end 40 m lang bjælke med spænd varierende fra 5 til 7,5 m. For slanke dragere uden kropafstivninger gælder jf. Keld Thomsen "Massive dragere", at risiko for kipning undgås, hvis

$$\frac{l}{b} \leq \pi \cdot \sqrt{\frac{Ed}{12 \cdot f_{yd}}}$$

For stål kvalitet S355 bliver kriteriet, at $\frac{l}{b} \leq 22,05$.

For en HE500B bjælke med flangebredde på 300 mm bliver den maksimale spændvidde således 6,75 m. Udbøjning af søjleågets topflange kan imidlertid i nogen grad regnes begrænset af friktionen i vederlaget mellem forskallingsdragere (HE400B) og søjleåget, hvilket dog er vanskeligt at tage i regning og må antages at være noget usikkert.

Der er ikke noget, som tyder på, at kollapset er initieret ved kipning af søjleåget, men konstruktionens robusthed ville have været øget, hvis der havde været monteret kropafstivningsplader i søjleåget ved vederlagene på donkraftene.

Multi-understøtning af søjleåget på stilladstårne

Afhængigt af den forventede søjlereaktion er der anbragt 1, 2 eller tre mekaniske donkrafte ved understøtning af søjleåget på tårne. Hver af disse donkrafte har en tilladelig last på 500 kN iht. datablad i beregningsmappen. Som funktion af de indbyrdes stivhedsforhold vil lasten fordeles mellem donkraftene.

Ved at introducere disse donkrafte i FEM-modellen og samtidig indføre elastiske understøtninger til modellering af tårnet nedenunder, kan lastfordelingen på donkraftene vurderes.

I modellen er det antaget, at donkraftene er placeret på tårntoppen som vist på tegningerne i dokumentationsmappen. I tilfælde med 2 donkrafte er disse placeret over hjørnejernene i tårnet, mens der i tilfælde med 3 donkrafte er placeret en donkraft i midten og to over hjørnejernene. Der er i beregningen ikke medregnet evt. lastexcentriciteter som følge af faktiske opstillingstolerancer.

Kun det østlige gennemkørselsfag er blevet undersøgt, da det var her, kollapset fandt sted.

Reaktionerne beregnet for det østlige gennemkørselsfag er vist i tabellen herunder. Værdien "faktor" angiver lastforøgelsesfaktoren pr. donkraft, dvs. den forøgelse af lasten, som den enkelte donkraft oplever ved multi-understøtning i forhold til lasten beregnet ved en ideel ligelig fordeling mellem donkraftene placeret på tårnet.

Understøtning	Reaktion		Fordeling	Faktor	Understøtning	Reaktion		Fordeling	Faktor
	Enkelt (kN)	Multi (kN)				Enkelt (kN)	Multi (kN)		
A	65	66	1.00	1.02	I	503	500	1.00	0.99
B	492	202	0.41	0.82	J	1528	690	0.45	0.90
		289	0.59	1.17			850	0.55	1.11
C	926	489	0.52	1.06	K	1719	984	0.59	1.72
		443	0.48	0.96			0	0.00	0.00
D	1111	522	0.48	1.41	L	1012	534	0.50	1.58
		0	0.00	0.00			0	0.00	0.00
		564	0.52	1.52			543	0.50	1.61
E	1290	696	0.52	1.62	M	783	394	0.52	1.51
		0	0.00	0.00			0	0.00	0.00
		646	0.48	1.50			358	0.48	1.37
F	1389	618	0.47	1.33	N	505	261	0.52	1.03
		0	0.00	0.00			245	0.48	0.97
		687	0.53	1.48			O	214	125
G	874	506	0.56	1.16	P	14	91	0.42	0.85
		390	0.44	0.89			20	1.00	1.43
H	127	156	1.00	1.23					

Tabel 7 Belastning på de enkelte donkrafte

Det ses, at for stilladstårnene D, E, F, K, L og M, hvor der er placeret 3 donkrafte, vil den centrale donkraft ikke deltage i lastoverførslen og de to yderdonkrafte vil opleve en forøget last med op til en faktor 1,72.

Strøer og forskallingsbrædder

Strøer og forskallingsbrædder er eftervist i beregningen, men anses ikke for relevant for den nærværende undersøgelse.

Styr ved nedsænkning af brodrager

Styr for nedsænkning af brodrager er eftervist i beregningen, men anses ikke for relevant for den nærværende undersøgelse.

Tegning 28.125-01 Interimskonstruktioner i gennemkørselsfag

Tegning 28.125-01 indeholder en oversigtsplan med angivelse af placering af forskallingsdragere (HE400B), søjleåg (HE500B) og stilladstårne.

De regningsmæssige lodrette reaktioner på understøtningstårnene er angivet sammen med en indikation af den vandrette reaktion. Retning og angrebspunkt for den vandrette reaktion er imidlertid ikke angivet.

Det konstateres, at der er uoverensstemmelse mellem målkæderne angivet for placering af understøtningstårne og for placering af forskallingsdragere. Summen af de angivne mål er for understøtningstårnene 43000 mm, mens den for placering af forskallingsdragerne er 41500 mm.

Der er ikke angivet tolerancer for placering af understøtningstårne eller forskallingsdragere.

6.4 Beregning af overgangskonstruktion

6.4.1 Entreprenørens beregning

I broens 2 hovedfag spændende over motorvejen, er beregning af overgangskonstruktion mellem interimisdæk og tårne samt selve tårnene udført af entreprenøren selv. Hertil har de anvendt de tidligere beregnede vertikale reaktioner på tårnene. De horisontale reaktioner har entreprenøren imidlertid ikke redegjort for i det gennemgåede materiale. På basis af de modtagne dokumenter, har COWI gennemset beregningerne af de enkelte elementer.

Overgangskonstruktionen består af et system af donkrafte og bjælker som vist på Figur 18



Figur 18 Overgangskonstruktion, opbygget af et system med 3 donkrafte hvilende af på en fordelingsdrager samt to åg. Nedenunder igen ses tårnet

Overgangskonstruktionen består øverst af et antal donkrafte placeret under HE500B-søjleåget. Donkraftene hviler af på en fordelingsbjælke, som igen deler lasten ud på to åg, der bærer lasten ud til tårnets hjørnejern. Nedenfor gennemgås entreprenørens beregninger nøjere for de forskellige elementer.

Donkrafte

Donkraftene er beskrevet som kiledonkrafte af mærket "Robusta" med en tilladelig last på 500 kN, hvilket er opfattet som værende en "safe working load" SWL på 500 kN. Donkraftene er mekaniske og kan forhåndsindstilles til et givent højdeniveau.

Antallet af donkrafte i de forskellige understøtningspunkter er herefter beregnet ved anvendelse af reaktionerne oplyst af entreprenøren. Antallet af donkrafte i understøtningspunkterne varierer mellem 1 og 3 stk., som gengivet i Tabel 8.

Understøtning	I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Reaktion (kN)	123	982	1462	1308	1032	852	517	91
Donkraft (antal)	1	2	3	3	3	2	2	1

Tabel 8 Antal donkrafte (500kN) i understøtningslinierne

I entreprenørens beregninger er donkraftene ens belastet uafhængig af deres understøtningsforhold.

Fordelingsbjælker

I visse af understøtningspunkterne for HE500B hoveddrageren (søjleåg) hviler donkraftene på en fordelingsbjælke. Bjælkens funktion er at understøtte donkraftene og føre lasten videre til de underliggende tværgående åg. Fordelingsbjælken anvendes, hvor antallet af donkrafte er 1, henholdsvis 3. Det betyder, at der er placeret fordelingsbjælker i understøtningspunkterne I/H, K/F, L/E, M/D & P/A. På steder hvor der anvendes 2 donkrafte, hviler disse direkte af på ågene.

I nedenstående Tabel 9 er størrelsen på entreprenørens belastninger vist angribende midt på fordelingsbjælkerne.

Understøtning	I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Last på midte (kN)	123	NA	487	436	344	NA	NA	91
Fordelingsbjælke HEB-	140	NA	240	260	180	NA	NA	140

Tabel 9 Fordelingsbjælker - reaktioner og størrelse på HEB-profiler

Fordelingsbjælkernes stål kvalitet er angivet som St. 235 (S235) med $f_{yd} = 176$ MPa. I beregningerne ser det ud til at der er anvendt den gamle udgave af DS 412, som har $\gamma_m = 1,28$ gældende for normal sikkerhedsklasse. Hvis man her som udgangspunkt vælger stål S235 med godstykkelse > 16 mm, angives den karakteristiske flydning til $f_y = 225$ MPa, hvilket giver en regningsmæssig flydegrænse på $f_{yd} = 225/1,28$ MPa = 176 MPa. Det stemmer overens med entreprenørens specificerede design flydegrænse.

Hvis man i stedet beregner stålets flydespænding efter den gældende DS 412, får man en flydespænding på $f_{yd} = 225/1,17$ MPa = 192 MPa for normal sikkerhedsklasse og $f_{yd} = 225/(1,17*1,1)$ MPa = 175 MPa for høj sikkerhedsklasse, som er specificeret i SAB.

Beregningerne af overgangskonstruktionen kan derfor opfattes som værende udført i høj sikkerhedsklasse. De ovenstående ræsonnementer kan dog give en forklaring på, hvorfor entreprenøren efterfølgende ikke har beregnet tårnene i høj sikkerhedsklasse.

I entreprenørens beregninger undersøges følgende forhold for fordelingsbjælkerne:

- Fordelingsbjælker med 1 donkraft undersøges for bøjning og forskydning for lasttilfældet med donkraften placeret midt på bjælken
- Understøtningspunkter med 2 donkrafte har beregningsmæssigt ingen fordelingsbjælke, hvorfor der ikke udføres beregninger herfor
- Fordelingsbjælker med 3 donkrafte undersøges for bøjning og forskydning for lasttilfældet med 1 donkraft placeret midt på bjælken. Effekten af de 2 andre donkrafte placeret over bjælkens understøtning på åget undersøges ikke

Beregningerne for fordelingsbjælkerne udføres efter følgende principper:

- Med 3 donkrafte placeret på fordelingsbjælken, antages lasten på hver af dem at være ens
- For bjælker med 3 donkrafte, er de 2 donkrafte tegnet som værende placeret direkte over de underliggende åg. Disse donkrafte omtales ikke i beregningerne, og der foretages ingen analyser af disse donkrafte kraftforløb gennem bjælken og ej heller sammenholdes disse påvirkninger med donkraften placeret på bjælkemidten
- Der findes ingen dokumentation for, hvordan kræfterne transformeres fra donkraften og over til fordelingsbjælken, og der er ikke angivet eventuelle kropsafstivninger på de til beregningerne tilhørende skitser
- Bjælken undersøges for moment og forskydning hver for sig. De to spændingskomponenter kombineres ikke, hvilket evt. kan forklares med at forskydningsbidraget er udregnet til at være relativt lille.
- I den oprindelig beregning af forskydningsspændingen er der gjort den fejl, at man har anvendt det fulde tværsnitsareal for bjælken, hvorfor forskydningsspændingen undervurderes med godt og vel en faktor 4. Fejlen er ikke rettet i de senere fremsendte supplerende beregninger
- Foldning og kipning af bjælkerne omtales ikke i beregningerne
- Overføring af reaktioner mellem fordelingsbjælken og det underliggende åg er ikke berørt, og der er ikke angivet eventuelle kropsafstivninger på de til beregningerne tilhørende skitser
- Der er i beregningerne ikke redegjort for overføring af de vandrette kræfter som entreprenøren tidligere har beregnet
- I beregningerne er der ikke specificeret bolte eller svejsesømme for fastholdelse af delene i overgangskonstruktionen.
- I beregningerne er der ikke redegjort for kravet omkring robusthed af konstruktioner i høj sikkerhedsklasse, jævnfør DS 409 afsnit 5
- I beregningerne tages der ikke hensyn til eventuelle tolerancer for placering af donkrafte i bjælkens plan, og der er heller ikke taget hensyn til eventuelle tolerancer for placering af donkrafte ud af bjælkens plan.

Brotilsynet har kommenteret beregningerne i en mail dateret 23. januar 2006. Heri angives, at der flere steder er problemer med stilladsets bæreevne samt at beregningerne forudsætter at kiledonkraftene placeres meget nøjagtigt på dragerne. Yderligere understreger de, at det bør vurderes om bjælkerne kan bære den koncentrerede belastning lige under kiledonkraftene, uden at de forsynes med kropsafstivninger.

Brotilsynets fremsendte kommentarer giver anledning til, at entreprenøren udfører supplerende statiske beregninger dateret 26. januar 2006. I de supplerende beregninger er der ingen ændringer/tilføjelser til fordelingsbjælkerne, dog er der vedlagt en tegning af donkraften.

Brotilsynets kommentarer til de reviderede beregninger fremsendes i en mail dateret 26. januar 2006. De finder kiledonkraftene dokumenteret til 500 kN. Omkring indføring af den koncentrerede kraft fra kiledonkraftene, finder de dog ikke bæreevnen eftervist. Brotilsynets overslagsmæssige beregninger antyder, at der måske er behov for en forstærkning. Under alle omstændigheder kræver det en omhyggelig placering af donkraftene, således at lasten kommer centralt ned i dragerkroppene.

COWI har i den senere korrespondance ikke fundet, at de rejste problemstillinger er blevet afklaret parterne imellem.

Åg

På tårnets hjørnejern er der placeret 2 åg som fordeler lasten videre ud til tårnets 4 hjørnejern.

Principperne for beregning af ågene er de samme som for fordelingsbjælkerne, hvorfor beregningerne af ågene tilnærmelsesvis også kan antages udført iht. høj sikkerhedsklasse som specificeret i SAB. Belastningerne samt dimensioner på ågene er angivet i Tabel 10.

Understøtning	I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Last (kN)	62	491	731	654	516	426	259	45
Åg HEB	140	240	260	260	240	200	160	140

Tabel 10 Åg - belastninger og størrelser på HEB-profiler

I entreprenørens beregninger undersøges følgende forhold for ågene:

- Hvor der anvendes 1 eller 3 donkraftene, undersøges åget for lasttilfældet hvor fordelingsbjælken understøttes midt på åget.
- Hvor der anvendes 2 donkraftene, undersøges åget for lasttilfældet med en donkraft placeret midt på åget.

Entreprenørens beregninger for ågene udføres alle efter følgende principper:

- Lasten fra fordelingsbjælken antages angribende midt på åget og ligelig fordelt mellem de to åg.
- Overføring af reaktioner mellem fordelingsbjælken og åget er ikke berørt, og der er ikke angivet eventuelle kropsafstivninger på de til beregningerne tilhørende skitser
- I tilfælde med 2 donkrafte, er der placeret 1 donkraft midt på hvert sit åg med antagelse om en ligelig fordeling af lasten
- Der findes ingen dokumentation for hvordan kræfterne transformeres fra donkraften og over til åget, og der er ikke angivet eventuelle kropsafstivninger på de til beregningerne tilhørende skitser
- Åget undersøges for moment og forskydning hver for sig. De to spændingskomponenter kombineres ikke, hvilket evt. kan forklares med at forskydningsbidraget i de oprindelige beregninger er udregnet til at være relativt lille
- I den oprindelige beregning af forskydningsspændingen er der gjort den fejl at man har anvendt det fulde tværsnitsareal for bjælken, hvorfor forskydningsspændingen undervurderes med godt og vel en faktor 4. Entreprenøren har senere korrigeret dette ved fremsendelse af supplerende beregninger, dateret 26. januar 2006
- Foldning og kipning af bjælkerne omtales ikke i beregningerne
- Der er i beregningerne ikke redegjort for overføring af de vandrette kræfter som entreprenøren tidligere har beregnet
- I beregningerne er der ikke specificeret bolte eller svejsesømme for fastholdelse af delene i overgangskonstruktionen.
- I beregningerne er der ikke redegjort for kravet omkring robusthed af konstruktioner i høj sikkerhedsklasse, jævnfør DS 409 afsnit 5
- I beregningerne tages der ikke hensyn til eventuelle tolerancer for placering af donkrafte i bjælkens plan og der er heller ikke taget hensyn til eventuelle tolerancer for placering af donkrafte ud af bjælkens plan

Brotilsynet har kommenteret beregningerne i en e-mail dateret 23. januar 2006 - se afsnittet ovenfor. Brotilsynet kommenterer yderligere, at ågene i position N/C, L/E og K/F ikke kan holde i forskydning, mens de tillader overskridelser på 5-10 % i et par andre positioner.

Brotilsynets fremsendte kommentarer giver anledning til at entreprenøren laver supplerende statiske beregninger dateret 26. januar 2006. I disse beregninger er ågene i de ovenfor angivne positioner suppleret med påsvejsning af en ekstra 5 mm krop. Kroppladen placeres excentrisk på den ene side ca. 30-35 mm fra profilet krop. De supplerende beregninger omhandler udelukkende forskydningsundersøgelse, hvor nye forskydningsspændinger beregnes ved anvendelsen af bjælkernes korrekte forskydningsarealer. Der foretages ingen undersøgelser af den 5 mm tynde plades stabilitet. De nye beregnede forskydningsspændinger ligger tæt på flydegrænsen, men de er stadig ikke kombineret med bøjningsspændingen som angivet i DS 412 afsnit 6.3.12.

Brotilsynets kommentarer til de reviderede beregninger fremsendes i en mail dateret 26. januar 2006. De kommenterer, at ekstra kropplader på kritiske dragere er dokumenteret og i orden, men svejsearbejdet skal udføres med omhu, for at profilerne ikke får for kraftig ensidig varme, så det hele bliver skævt. Vedrørende brotilsynets kommentarer omkring indføring af laster fra kiledonkrafte, se ovenfor i afsnit for fordelingsbjælker.

COWI har i den senere korrespondance ikke fundet, at de rejste problemstillinger er blevet afklaret parterne imellem.

6.4.2 COWIs beregning af overgangskonstruktion

Som et led i nærværende undersøgelse, har COWI udført en uafhængig beregning af overgangskonstruktionen. Beregningerne er vedlagt i Bilag 2 for situationen hvor støbningen er afsluttet med anvendelse af regningsmæssige belastninger og materialeparametre (ULS) samt for byggefasen ved kollaps med anvendelse af karakteristiske belastninger og materialeparametre (SLS).

Konstruktionselementerne er i COWIs beregning alle henregnet til kravet om høj sikkerhedsklasse, hvilket betyder en ekstra sikkerhedsfaktor på materialet på $\gamma_0 = 1,1$. Kravet til robusthed betyder yderligere, at γ_m øges med en faktor 1,2 jævnfør DS 409 afsnit 5.

Bjælkerne er beregnet henhørende til tværsnitsklasse 2, hvilket betyder at der anvendes elastisk reaktionsfordeling og plastisk tværsnitseftersivning, jævnfør DS 412 afsnit 6.3.2. Bjælkerne overholder hver især kravene til klasse 2 tværsnit, undtagen herfra er dog de indsvejste 5 mm forstærkningsplader af ågenes kroppe.

Donkrafte

Afhængig af reaktionen på tårnene, er der anbragt 1, 2 eller 3 mekaniske donkrafte som understøtning for den langsgående hoveddrager. I FEM-modellen er tårnenes stivhed implementeret sammen med antallet af donkrafte og deres indbyrdes placering. Det betyder at lasten fordeles mellem donkraftene som funktion af de indbyrdes stivhedsforhold. Sagt med andre ord er understøtningsforholdene på overgangskonstruktionen statisk ubestemt, hvilket kan give meget forkerte reaktioner, hvis ikke stivhedsforholdene tages korrekt i regning.

FEM-analysen viser, at for tårne med 3 donkrafte, er den midterste donkraft kraftløs, idet hoveddrageren her krummer opad over den midterste donkraft.

I de nedenstående tabeller (Tabel 11 og Tabel 12) er angivet de maksimale regningsmæssige kræfter på donkraftene i færdig bro (ULS) samt de karakteristiske kræfter (SLS) for den aktuelle byggefase, hvor broen kollapsede.

Understøtning	I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
ULS (kN)	500	850	984	696	564	489	289	66
ULS UR	1,00	1,70	1,97	1,39	1,13	0,98	0,58	0,13

Tabel 11 Belastninger på donkrafte samt regningsmæssige udnyttelsesgrader (UR) for den færdigt støbte bro

Tabel 11 er gengivet på samme måde som i entreprenørens beregninger. Af tabellen ses at den maksimale regningsmæssige udnyttelsesgrad af donkraftene findes til 1,97 i understøtning K/F.

Regneteknisk er det dog mere korrekt at anvende de karakteristiske belastninger på donkraftene (SLS), når de sammenholdes med donkraftenes bæreevne Safe Working Load (SWL). I Tabel 12 er derfor angivet udnyttelsesgraderne for donkraftene for den aktuelle lastsituation ved stilladskollaps.

Understøtning	I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
SLS (kN)	412	668	770	405	343	377	231	60
SLS UR	0,82	1,34	1,54	0,81	0,69	0,75	0,46	0,12

Tabel 12 Belastninger på donkrafte samt udnyttelsesgrader (UR) på tidspunktet for kollapset for situationen SLS/SWL

SWL (Safe Working Load) for de specificerede donkrafte er oplyst til 500 kN, som sammenholdes med broens SLS situation. Det ses, at donkraftene her maksimal har en udnyttelsesgrad på ca. 1,5, men lasten på dem forventes stadig at være under donkraftens karakteristiske brudbæreevne. Forudsætningen herfor er, at donkraften er jævnt belastet (centralt belastet med evt. backup af bjælkens flanger), og at de maksimalt optrædende vinkeldrejninger er indenfor donkraftens arbejdsområde.

Understøtning	I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
COWI designlast (kN)	500	850	984	696	564	489	289	66
Entreprenørens designlast (kN)	123	491	487	436	344	426	259	91
COWI/entreprenøren	4,07	1,73	2,02	1,60	1,64	1,15	1,12	0,73

Tabel 13 Forskel i design last på donkrafte

Af Tabel 13 ses, at COWIs beregning giver væsentlig højere reaktioner på donkraftene end hvad entreprenørens beregninger viser. Ses der bort fra den helt specielle undervurderede last i position I/H, er lasten i COWIs beregninger typisk øget med mellem 15-100 %, hvor de 100% forekommer i understøtning K/F.

Konklusionen er at donkrafte, fordelingsbjælker og åg bliver påvirket af væsentlig større laster end entreprenøren har beregnet, samt at tårnene bliver excentrisk påvirkede i betydeligt omfang.

I de ovenstående beregninger er der ikke taget hensyn til de store excentriciteter som blev observeret på brostedet for det vestlige fag. Der udføres ikke en specifik følsomhedsanalyse af donkraftene, men der kan henvises til de foretagne følsomhedsanalyser i afsnit 6.6.

Fordelingsbjælke

I det foregående afsnit blev donkraftene analyseret, hvilket resulterede i at de ikke nødvendigvis havde en ligelig belastning. Rent beregningsteknisk fjernes den midterste donkraft derfor på tårne med 3 donkrafte, idet den er virkningsløs.

I position I/H og P/A er der kun placeret en donkraft centralt på overflangen af fordelingsbjælken. Lasten føres derfor ned gennem fordelingsbjælkens krop, hvor den bliver til forskydning og moment. I bjælkeenden føres reaktionen gennem kroppen og drejes 90° på vej gennem flangerne for at ende som forskydningskraft og moment i åget nedenunder - se Figur 19.



Figur 19 Udført overgangskonstruktion beregnet til tårn med 1 donkraft. Donkraften er ikke monteret, idet højden i stedet er justeret på tårnets spindler

I positionerne K/F, L/E, M/D samt N/C placeres de 2 virksomme donkrafte på overflangen af fordelingsbjælken, direkte ovenover ågene. Lasten føres ned gennem fordelingsbjælkens krop, drejes 90° på vej gennem de to flanger for at ende som forskydningskraft og moment på åget - se nedenstående Figur 20.



Figur 20 Udført overgangskonstruktion for tårn med 3 donkrafte

Fordelingsbjælker med 1 donkraft checkes for kombineret moment og forskydning i henhold til DS 412 afsnit 6.3.12. I entreprenørens beregning checkes udelukkende moment og forskydning separat.

Fordelingsbjælkerne checkes herefter for foldning af kroppladen under donkraften, men da alle de anvendte bjælker er klasse 2 tværsnit, forbliver de stabile med hensyn til foldning helt op til flydning for normalspændinger alene.

Fordelingsbjælker med kun en donkraft, checkes for foldning af kroppladen for kombineret moment og normalkraft under donkraften, hvor kroppladen dog også forbliver stabil helt op til flydning.

Fordelingsbjælkerne checkes derefter for tværlast i kroppens plan samt hvis relevant i kombination med bøjningsmomentet i henhold til DS 412 afsnit 6.4.5. Bæreevnen af kroppen eftervises med hensyn til lokal indtrykning (foldning af kroppladen) samt mod flydning i halssnittet under tværlasten. Dette punkt er ikke beregnet og ej kommenteret i entreprenørens beregninger.

Flydning i kroppens halssnit er checket elastisk med en trykspredning på 1:1 med kroppladens runding som tangent, gennem de 2 flanger og rundingen på den anden krop. Beregningsmetoden er bl.a. angivet i DS 412 som en "på den sikre side" beregning. Reference kan også gives til Niels J. Gimsing's bog "Pladedragere".

Ydermere er kroppens halssnit også checket ved en fuld plastisk analyse med en trykspredning på 2,5:1 fra kroppladens runding som tangent, videre gennem flangerne og endelig gennem rundingen på den anden bjælke. Reference kan her gives til Niels J. Gimsing's bog "Pladedragere" samt Kjeld Thomsen's bog "Stålkonstruktioner - konstruktionssamlinger".

Der er foretaget en kontrolberegning af tværlast i kroppladens plan i henhold til den nye Eurocode 3 (prEN 1993-1-5, Plated structural elements, sept. 2005, kapitel 6-7). Undersøgelsen viser, at der er en rimelig overensstemmelse mellem Eurocode 3 og den i dette dokument anvendte plastisk beregningsmetode med en trykfordeling på 2,5:1.

Samlet set kan beregningerne opsummeres som vist i Tabel 14.

Summationsskema - Linie 4/3		I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Max last på ydre donkraft	(kN)	500	850	984	696	564	489	289	66
Fordelingsbjælker - ULS		HE140B	NA	HE240B	HE260B	HE180B	NA	NA	HE140B
Midte - UR moment & forskydning		5,48	NA	NA	NA	NA	NA	NA	0,38
Midt/ende - UR halssnit elastisk		5,04	NA	3,99	2,71	3,44	NA	NA	0,67
Midt/ende - UR halssnit plastisk		3,69	NA	2,67	1,88	2,08	NA	NA	0,49

Tabel 14 Fordelingsbjælker - regningsmæssige belastninger samt udnyttelsesgrader (UR)

Af tabellen ses, at fordelingsbjælken i position I/H har en væsentlig regningsmæssig overudnyttelse, hvilket dels skyldes at belastningen her er øget fra ca. 200 kN i entreprenørens beregning og op til 500 kN i COWIs beregning. Både i position K/F, L/E og M/D ses også plastiske overudnyttelser på mellem 1,9 og 2,7. Entreprenøren har ikke analyseret overføring af kræfter bjælkerne imellem og ej heller kommenteret hvordan kræfternes tænkes overført.

Konklusionen er at visse bjælker selv ved karakteristisk design også er overudnyttede - se Tabel 15.

Summationsskema - Linie 4/3		I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Max last på ydre donkraft	(kN)	412	668	770	405	343	377	231	60
Fordelingsbjælker - SLS		HE140B	NA	HE240B	HE260B	HE180B	NA	NA	HE140B
Midte - UR moment & forskydning		2,01	NA	NA	NA	NA	NA	NA	0,26
Midt/ende - UR halssnit elastisk		2,69	NA	2,02	1,02	1,36	NA	NA	0,39
Midt/ende - UR halssnit plastisk		1,97	NA	1,35	0,71	0,82	NA	NA	0,29

Tabel 15 Fordelingsbjælker - karakteristiske belastninger ved kollaps med tilhørende udnyttelsesgrader (UR)

I de ovenstående beregninger er der ikke taget hensyn til de store excentriciteter som blev observeret på brostedet for det vestlige fag. Fordelingsbjælkerne's følsomhed overfor excentriciteter analyseres nærmere i afsnit 6.6.

Åg

Ågene bliver belastet centralt med enten en donkraft eller en fordelingsbjælke. Fra ågets topflange føres lasten fra donkraften eller fordelingsbjælken ind i åget, hvorfor bjælken checkes lokalt for tværlast i kroppladens plan i henhold til DS 412 afsnit 6.4.5. Det sker ved at eftervise kroppens bæreevne med hensyn til lokal indtrykning (foldning af kroppladen for kombineret moment og normalkraft) samt mod flydning i halssnittet under tværlasten. Dette punkt er ikke beregnet og ej kommenteret i entreprenørens beregninger.

Alle de anvendte bjælker er klasse 2 tværsnit, hvorfor de forbliver stabile med hensyn til foldning helt op til flydning også for den kombinerede påvirkning med normalkraft og moment.

Flydning i halssnittet undersøges både i det elastiske stadium samt i det fuldt plastiske stadium. Indføring af laster er ikke analyseret og ej heller kommenteret i entreprenørens beregninger.

Videre checkes åget for kombineret moment og forskydning i henhold til DS 412 afsnit 6.3.12. Som den eneste undersøgelse, beregner entreprenøren moment og forskydning i ågene, dog uden at kombinere disse.

Der er yderligere foretaget en kontrolberegning af tværlast i kroppladens plan i henhold til den nye Eurocode 3 (prEN 1993-1-5, Plated structural elements, sept. 2005, kapitel 6-7). Undersøgelsen viser, at der er en rimelig overensstemmelse mellem Eurocode 3 og den i dette dokument anvendte fuld plastiske beregningsmetode med en trykfordeling på 2,5:1.

Samlet set kan COWIs designberegninger opsummeres som vist i Tabel 16.

Summationsskema - Linie 4/3		I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Ag - ULS		HE140B	HE240B	HE260B*	HE260B*	HE240B	HE200B*	HE160B	HE140B
Max. Last på åg	(kN)	250	850	984	696	564	489	289	33
Midte - UR moment & forskydning		1,82	2,59	1,95	1,09	1,08	1,09	1,30	0,24
Midte - UR halssnit elastisk		2,52	2,49	3,11	2,20	2,94	1,38	1,48	0,33
Midte - UR halssnit plastisk		1,85	2,41	2,16	1,53	1,53	1,38	1,48	0,24

Tabel 16 Åg - regningsmæssige belastninger med tilhørende udnyttelsesgrader (UR)

*) : Bjælke forstærket med ekstra 5 mm indsvejst kropplade

Af figuren ses, at mange af ågene regningsmæssigt er overudnyttede både for kombineret moment og forskydning på bjælkemidten samt ved overføring af kræfter fra den overliggende fordelingsbjælke/donkraft, ligeledes på bjælkemidten. Donkraften er antaget at have en udbredelse på oversiden af topflangen på 200 mm.

Flere af ågene har fået kroppladen forstærket ved indsvejsning af en 5 mm ekstra krop. Denne plade opfylder ikke kravene til klasse 2 tværsnit, hvorfor de ovenfor beregnede udnyttelsesgrader for disse bjælker kan være en smule undervurderede. Den ekstra kropplade er beregnet i overkritisk bæreevne efter DS 412 afsnit 6.3.3.

Den primære årsag til de store overskridelser er, at lasten på ågene ikke er jævnt fordelt som antaget af entreprenøren, samt at lasten for visse tårne er væsentlig større end beregnet af entreprenøren. Yderligere har entreprenøren ikke undersøgt ågene lokalt for tværlast i kroppladens plan. Typisk findes udnyttelsesgrader i bjælkemidten for kombineret moment og forskydning på omkring 2, hvilket også gør sig gældende for check af halssnittet og for visse åg endda ved en fuld plastisk betragtning. I position N/C og O/B ses bæreevnen for halssnit-

tet at være det samme i både den elastisk og plastiske undersøgelse. Det skyldes at lokal indtrykning (foldning af kroppladen) her er dimensionsgivende.

Konklusionen er at flere åg selv ved karakteristisk design er overudnyttede som gengivet i Tabel 17.

Summationsskema - Linie 4/3		I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Åg - SLS		HE140B	HE240B	HE260B*	HE260B*	HE240B	HE200B*	HE160B	HE140B
Max. Last på åg	(kN)	206	668	770	405	343	377	231	30
Midte - UR moment & forskydning		0,79	0,82	0,66	0,32	0,27	0,44	0,53	0,19
Midte - UR halssnit elastisk		1,35	1,27	1,58	0,83	1,16	0,69	0,76	0,20
Midte - UR halssnit plastisk		0,99	1,23	1,10	0,58	0,60	0,69	0,76	0,14

Tabel 17 Åg - karakteristiske belastninger ved kollaps med tilhørende udnyttelsesgrader (UR).

I de ovenstående beregninger er der ikke taget hensyn til de store excentriciteter som blev observeret på brostedet for det vestlige fag. Ågenes følsomhed overfor excentriciteter analyseres nærmere i afsnit 6.6.

6.5 Beregning af tårne

6.5.1 Entreprenørens beregning af tårne

Stilladstårnene, i de to hovedfag spændende over motorvejen, er primært fremstillet af sektioner fra en tidligere tårnkran. Entreprenøren har selv udført beregningerne dateret 9. marts 2006.

I beregningerne er der vedlagt tegninger af en kvadratisk tårnkran som dokumentation for de anvendte stålstyrker, dimensioner på gitre og hjørnejern samt tårnens geometri. Der anvendes to typer tårne fremstillet ud fra tårnkranen, det store har en sidelinie (centerafstand mellem hjørnejern) på 950 mm og det lille har en sidelinie på 750 mm.

Stålkvaliteten for tårnene er angivet som St. 52-3 (S355) med $f_y = 355$ MPa. I beregningerne er den regningsmæssige flydespænding angivet til $f_{yd} = 303$ MPa, hvilket betyder at der som partialkoefficient på materialet er anvendt $\gamma_m = 1,17$. Tårnene er derfor ikke regnet som værende i høj sikkerhedsklasse jævnfør SAB. Med kravet til robusthed, jævnfør DS 409 afsnit 5, burde den regningsmæssige flydespænding i stedet være beregnet til: $f_{yd} = 355 / (1,17 * 1,1 * 1,2)$ MPa = 230 MPa.

Selve beregningerne af tårnens bæreevne synes at være rimelige og tilstrækkelige. For det lille tårn findes en maksimal bæreevne på $N_{sd, lille} = 1061$ kN, mens det store tårn har en maksimal bæreevne på $N_{sd, stor} = 1585$ kN. De beregnede bærevener holdes dog ikke op mod de aktuelle belastninger på tårnene. Tårnene i I/H og P/A er standardstilladstårne som oplyses at have en bæreevne på 200 kN, når horisontallasten på tårnet er sat lig 0. Om denne last er en design last eller en safe working load (SWL) vides ikke med bestemthed.

Sammenholdelse af belastninger og bæreevner findes i en summation angivet på side 2 i beregningerne. Her har man angivet en maksimal bæreevne på $P_{\max} = 4400$ kN, hvilket må være en fejl, ellers kan tallet evt. stamme fra en anden tårntype, som tidligere har været påtænkt anvendt. I den nedenstående Tabel 18 sammenholdes tårnernes beregnede bæreevne med reaktionerne oplyst af entreprenøren.

Understøtning	I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Last på tårn (kN)	123	982	1462	1308	1032	852	517	91
Type/ Bæreevne (kN)	PAL 200	Stort 1585	Stort 1585	Stort 1585	Lille 1061	Lille 1061	Lille 1061	PAL 200
UR	0,62	0,62	0,92	0,82	0,97	0,80	0,49	0,46

Tabel 18 *Entreprenørens beregnede bæreevne for tårne sammenholdt med reaktioner samt regningsmæssige udnyttelsesgrader (UR)*

I entreprenørens beregninger undersøges følgende forhold for tårnene:

- Last fra donkraftene på fordelingsbjælken antages at give en ligeligt fordelt reaktion på ågene som igen antages at føre lasten ligeligt ud til alle 4 hjørner i tårnet
- Der findes ingen dokumentation for den udførte modifikation af tårnene med hensyn til påsvejsning af stødplader og horisontaler på tårntoppen, vertikale forstærkningsplader påsvejst udvendigt på hjørnerne for optagelse af lokale excentricitetsmomenter m.v.
- Ved inspektion er der konstateret anvendelsen stilladstårne af en type, som ikke er omfattet af beregningerne eller vist på tegninger. Bæreevnen af disse tårne er således ikke blevet eftervist.
- Der er i beregningerne ikke redegjort for, hvordan de vandrette kræfter tidligere specificeret af entreprenøren overføres til tårnene.
- I beregningerne er der ikke specificeret bolte eller svejseømme for fastholdelse af overgangskonstruktionen til tårn
- I beregningerne er der ikke redegjort for kravet omkring robusthed af konstruktioner i høj sikkerhedsklasse, jævnfør DS 409
- Den langsgående HE500B søjleåg (søjleåg) antages at være centralt placeret over tårnet. I beregningerne er der ikke taget hensyn til eventuelle tolerancer for placering af tårn i forhold til overgangskonstruktion og søjleåg

Brotilsynet har kommenteret beregningerne i en e-mail dateret 26. januar 2006, hvor de kommenterer at bæreevnen af PAL tårne er dokumenteret, og at de har noget at bemærke hertil. Brotilsynet efterlyser dog dokumentation for krantårnene.

Ud fra referatet fra byggemøde nr. 18 afholdt d. 16. marts kan det konstateres, at entreprenøren på mødet udleverede en mappe med dokumentation vedrørende stillads til tilsynet. COWI er ikke vidende om mappen eventuelt har indeholdt de efterlyste beregninger for tårnene, der er dateret 9. marts 2006. Der

foreligger ikke dokumentation for, at tilsynet har kommenteret tårnberegningerne.

6.5.2 COWIs beregning af tårne

Tårnene antages i entreprenørens beregninger alle at være centralt belastede. De ovenstående beregninger har tydelig vist, at det har været en forkert forudsætning at sætte for beregningsudførelsen. COWIs beregninger tillader uensformig belastning af donkraftene, hvilket resulterer i en excentrisk belastning af tårnene, selv uden hensyntagen til udførelsestolerancer.

Tårnene er i COWIs beregning henregnet til kravet om høj sikkerhedsklasse, hvilket betyder en ekstra sikkerhedsfaktor på materialet på $\gamma_0 = 1,1$. Kravet til robusthed betyder yderligere, at γ_m øges med en faktor 1,2 jævnfør DS 409 afsnit 5.

Der er regnet på to tårntyper, det lille tårn har en sidelinie på $s = 750$ mm og det store tårn har en sidelinie $s = 950$ mm. Tårnenes hjørnejern er analyseret som centralt belastede trykstænger efter DS 412 afsnit 6.4.2. I beregningerne er der ikke taget hensyn til, at ågene kan være excentrisk placeret, hvilket i så fald vil resultere i at hjørnejernene skal regnes som momentpåvirkede trykstænger (DS 412 afsnit 6.4.4).

Ifølge COWIs inspektion fortaget på brostedet, var der opstillet yderligere to tårne som ikke er dokumenteret i entreprenørens beregninger.

Tårnenes hjørnejern var ofte i mere eller mindre omfang momentpåvirkede, da ågene ofte var placeret excentrisk over hjørnejernene. På visse tårne var der søgt kompenseret for dette ved på ydersiden af hjørnejernene at svejse en vertikal forstærkningsplade. Pladerne med tilhørende svejsninger er ikke verificeret i den foreliggende dokumentation.

På tårntoppen var yderligere indsvejst horisontaler i forskellige dimensioner - fladstål 10x40, L50x50x5 og visse steder også små RHS-profiler. Disse horisontaler er ikke verificeret i beregningerne og de må anses som værende stort set virkningsløse for optagelse af trykkræfter grundet deres ringe dimensioner.

Tårnenes diagonaler skal overføre de vandrette kræfter som ifølge DS 482 kan angives til 2,5 % af den samtidig virkende regningsmæssige lodrette last.

Entreprenørens og COWIs beregninger er udført efter de samme principper, dog har entreprenøren ikke analyseret bæreevnen af tårnenes diagonaler, anvendelsen af høj sikkerhedsklasse samt med krav til robusthed.

Tårnets højde er kort set i forhold til dets sidelinie, hvorfor bæreevnen ikke skal reduceres på grund af den globale søjlevirkning.

Samlet set kan COWIs designberegninger opsummeres som gengivet i Tabel 19.

Beregning af tårn - Regningsmæssig eftervisning									
Linie 4/3		I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Tårntype		PAL	stor	stor	stor	lille	lille	lille	PAL
Sidelinie i tårn	(m)	0,85	0,95	0,95	0,95	0,75	0,75	0,75	0,85
Max last på 1. donkraft	(kN)	500	850	984	696	564	489	289	66
Tilh. last på 2. donkraft	(kN)	NA	690	684	646	522	443	202	NA
Beregnet excentricitet	(m)	NA	0,05	0,09	0,02	0,01	0,02	0,07	NA
Excentricitet på åg - Eåg	(m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Max kraft i hj. jern	(kN)	125	425	492	348	282	245	145	17
Kapacitet af tårn, Exc=0	(kN)	200	1202	1202	1202	796	796	796	200
Kapacitet af hj. jern	(kN)	50	301	301	301	199	199	199	50
UR hjørnejern		2,50	1,41	1,64	1,16	1,42	1,23	0,73	0,33

Tabel 19 Tårne - regningsmæssige belastninger, tilhørende excentricitet samt udnyttelsesgrader (UR)

Af figuren ses, at næsten alle tårnene regningsmæssigt er overudnyttede, typisk med 20-60 %.

I Tabel 20 er vist de karakteristiske udnyttelsesgrader for byggefasen ved kollaps. For PAL standardtårnet er den karakteristiske bæreevne beregnet ved at gange den oplyste regningsmæssige bæreevne med $\gamma_m = 1,54$.

Det ses, at udnyttelserne nu bliver væsentlig lavere og de kommer alle ned under den karakteristiske bæreevne af tårnene, dog undtaget PAL standardtårnet i position I/H, som har en karakteristisk udnyttelse på 1,34.

Beregning af tårn - Karakteristisk eftervisning									
Linie 4/3		I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Tårntype		PAL	stor	stor	stor	lille	lille	lille	PAL
Sidelinie i tårn	(m)	0,85	0,95	0,95	0,95	0,75	0,75	0,75	0,85
Max last på 1. donkraft	(kN)	412	668	770	405	343	377	231	60
Tilh. last på 2. donkraft	(kN)	NA	550	532	404	335	330	165	NA
Beregnet excentricitet	(m)	NA	0,05	0,09	0,00	0,00	0,02	0,06	NA
Excentricitet på åg - Eåg	(m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Max kraft i hj. jern	(kN)	103	334	385	203	172	189	116	15
Kapacitet af tårn, Exc=0	(kN)	308	1856	1856	1856	1230	1230	1230	308
Kapacitet af hj. jern	(kN)	77	464	464	464	307	307	307	77
UR hjørnejern		1,34	0,72	0,83	0,44	0,56	0,61	0,38	0,19

Tabel 20 Tårne - karakteristiske belastninger, tilhørende excentricitet samt udnyttelsesgrader (UR)

Tårnenes diagonaler skal foruden at overføre de vandrette kræfter sikre stabilitet af hjørnejernene. I henhold til DS 412 afsnit 6.4.9, skal diagonalerne regnes påvirket af 2.5 % af normalkraften i hjørnejernet.

Ved at medregne de horisontale kræfter, skal en diagonal i det store tårn kunne overføre en samlet regningsmæssig vandret kraft på $H = 984 \times 0,05 \text{ kN} = 49,2 \text{ kN}$. Med diagonalhældning på 37° , bliver udnyttelsen $49,2/\cos(37^\circ)/(92/1,54) = 1,03$. For det lille tårn fås en samlet vandret kraft på $H = 564 \times 0,05 \text{ kN} = 28,2 \text{ kN}$. Med diagonalhældning på 41° , bliver udnyttelsen $28,2/\cos(41^\circ)/(113/1,54) = 0,51$. Diagonalernes regningsmæssige bæreevne er beregnet i bilag 2.

Af det ovenstående ses, at tårnenes diagonaler kan overføre de regningsmæssige laster med en maksimal udnyttelse på 1,03.

Konklusionen er, at de fleste tårne er regningsmæssigt overudnyttede, mens et enkelt tårn også karakteristisk set er overudnyttet i byggefasen.

I de ovenstående beregninger er der ikke taget hensyn til excentriciteter observeret på brostedet for det vestlige fag. Hele stilladsets følsomhed overfor excentriciteter analyseres nærmere i det efterfølgende afsnit.

6.6 Følsomhedsanalyser af stilladsdesign

6.6.1 Donkræfte

Donkræfte skal altid understøttes jævnt og det skal sikres, at eventuelle vinkeldrejninger er indenfor donkraftens arbejdsområde. Donkraften skal eventuelt placeres på en kraftig stålplade, som kan sikre en jævn kraftfordeling, eller der skal udføres konstruktive tiltag ved f.eks. indsvejsning af kropsafstivninger, som kan sikre en jævnt fordelt belastning.

Der er ved COWIs inspektion på brostedet konstateret, at der ikke har været udført tiltag, som har kunnet sikre en jævnt fordelt belastning af donkraftene. Foruden at donkraften har været placeret direkte ovenpå de relativt små HEB-profiler, har de yderligere været drejet ca. 45° i forhold til bjælkeakserne. Det medfører, at de hårde punkter fra bjælkernes kroppe over og under donkraften giver en excentrisk påvirkning af donkraften med eventuel skævvridning og i yderste konsekvens brud i donkraften til følge.

På brostedet blev der efter kollapset fundet en brudt donkraft.

COWI har dog ikke oplysninger som gør det muligt at udføre en egentlig følsomhedsanalyse af donkraftenes understøtningsforhold, vinkeldrejning m.v.

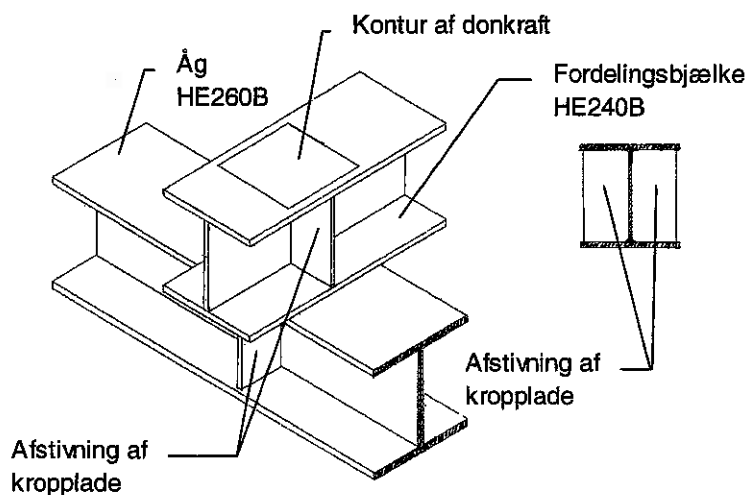
6.6.2 Fordelingsbjælker

Fordelingsbjælkerne understøtter donkraftene uden nogen form for kropsafstivninger, som kunne have bidraget til at føre kræfterne ind i kroppen, samt give stabilitet til hele bjælken.

COWI har udført en simpel beregning af de ekstra påvirkninger af bjælken ved en excentrisk placering af en donkraft ud af bjælkens plan. Det er fundet at selv en excentrisk placering af donkraften på få mm medfører ekstra påvirkninger af bjælken af samme størrelsesorden som fra selve den lodrette last.

Set ud fra de ovenstående betragtninger, er konklusionen derfor: Fordelingsbjælkerne burde som et minimum have været udført med kropsafstivninger, dels for at sikre en jævn fordelt last på donkraftene, dels for at hjælpe med indføring af kræfter i bjælkekroppen, men mest af alt for at stabilisere bjælken

mod stabilitetssvigt ved excentrisk placerede donkrafte angribende lokalt på overflangen - se Figur 21.



Figur 21 Eksempel på krydsende bjælker udført med kropsafstivninger

6.6.3 Åg

På de tårne hvor donkraftene er placeret direkte på ågene, er de på samme måde som fordelingsbjælkerne følsomme overfor excentriske belastninger ud af deres plan. Konklusionen for disse åg er derfor den samme som for fordelingsbjælkerne - se afsnittet ovenfor.

Entreprenøren har i deres design analyseret ågene for en enkeltlast angribende midt på åget, hvilket giver maksimal moment men samtidig den minimale forskydningskraft i bjælken. Fra COWIs inspektion på brostedet, blev der observeret væsentlige excentriciteter (150-200mm) på belastningerne af ågene for det vestlige stillads.

Som eksempel undersøges derfor et åg med en excentricitet på lasten i bjælkens plan på 200 mm. Her vil forskydningskraften for et åg placeret på det store tårn øges til: $1 + 200/475 = 142\%$, mens momentet bliver: $4 * 275 * 675 / (950 * 950) = 82\%$ i forhold til udgangspositionen. En ikke uvæsentlig forøgelse af forskydningskraften, som typisk resulterer i en 20 % forøgelse af bjælkens udnyttelsesgrad.

6.6.4 Tårne

Hvis tårnet ikke er præcist centreret under det langsgående søjleåg, bliver tårnet automatisk excentrisk belastet ud over den excentricitet, som den ulige reaktionsfordeling af donkraftene allerede giver anledning til.

Overføring af vandrette kræfter fra masselast er ikke verificeret i entreprenørens design. Vandrette kræfter kan derfor kun overføres ved friktion imellem bjælkerne og føres videre ned gennem tårnene.

Hvis f.eks. en masselast på 2,5 % skal føres ned gennem tårnet, svarer det alene til en excentricitet på 0,10 - 0,15 m ved tårnfoden.

I det følgende undersøges kun det store tårn. Resultaterne herfra kan også overføres til det lille tårn, blot bliver effekterne af de påførte excentriciteter endnu større.

Tårn K undersøges for 0,20 m excentricitet på lasten både i design lasttilfældet (ULS) samt i byggefasen (SLS) med karakteristisk last og materialeparameter, hvor kollapset skete. Resultaterne er vist nedenfor i Tabel 21.

Tårn K	Design (ULS)	Design (ULS)	Byggefase (SLS)	Byggefase (SLS)
Last på donkraft 1 (kN)	984	984	770	770
Last på donkraft 2 (kN)	684	684	532	532
Excentricitet pga. donkrafte (m)	0,09	0,09	0,09	0,09
Excentricitet pga. montage E_{xc} (m)	0	0,20	0	0,20
Max kraft i hjørnerne (kN)	492	699	385	547
UR	1,64	2,33	0,83	1,18

Tabel 21 Følsomhedsanalyse af tårn K for 0,20 m excentricitet

Af tabellen ses, at tårnet er meget følsomt overfor excentrisk belastning. En excentricitet på 0,20 m betyder, at tårnets udnyttelsesgrad i såvel ULS som SLS situationen øges med hele 40 %.

Det ovenfor undersøgte tårn vil i byggefase med karakteristisk last have en overudnyttelse på 18 %.

Entreprenøren har ikke taget hensyn til udførelsesmæssige excentriciteter i deres design, og det er uvist om der senere er fulgt op på de forudsatte excentriciteter ved opmålinger under udførelsen.

Specielt tårne som er pælefunderede kan have været særligt kritiske på grund af de rammede pæles relative store afvigelse fra teoretisk placering. Af entreprenørens korrespondances med tilsynet vides, at der har været en vis fokus på at sikre, at tårnene stod central over pælene, således at fundamenter med kun 2 pæle ikke blev momentpåvirkede i den ene retning.

Der er udført en følsomhedsanalyse af differenssætninger af tårnene. Tårnet i modul K/F har fået en tvungen vertikal sætning på 10 mm, hvilket bevirker at de to nabetårne hver får øget deres belastning med ca. 25 %.

6.7 Fundering

Vurderingen af funderingen for interimskonstruktionerne tager udgangspunkt den tidligere nævnte dokumentation modtaget fra parterne og Politiet.

Funderingsprincip

I henhold til beregningssættet fra entreprenøren er der udført pælefundering i linie 4 for fundament K, L, M, N og O. I de øvrige 3 linier er understøtningerne funderet direkte på betonfyldte betonringe. Afstande fra jordoverfladen til fundamenternes underkant fremgår ikke af materialet. De resterende fundamenter (fundament I og J) i line 4 er placeret ovenpå et permanent brofundament. Fundament P er funderet direkte. Efterfølgende er det blevet oplyst at også fundament O er direkte funderet.

Pælefundamenter er angivet til at være placeret på 2 pæle placeret på tværs af pæleåget. Pælene har en længde på ca. 20 meter.

Det bemærkes at fundamenterne med 2 pæle vil kunne rotere ovenpå pælene afhængig af lastens placering i forhold til pælernes placering.

Geotekniske forundersøgelser

Entreprenøren har fået foretaget geotekniske forundersøgelser bestående af 14 CPT'er. Der er ikke udført kalibreringsboringer, hvilket medfører, at det ikke er muligt at detailvurdere motorvejens fundering. Det er kendt, at motorvejen nord for tunnelen er svømmende funderet. Denne svømmende fundering ophører omkring brostedet. Det fremgår ikke af materialet om dette forhold er undersøgt nærmere. Direkte fundering ovenpå en svømmende strækning vurderes umiddelbart meget komplekst (risiko for gennemlokning og skævsætning). Den geotekniske forundersøgelse er ikke tilstrækkelig jævnfør kravene anført i DS 415. her kræves kalibreringsboringer til de udførte CPT'er..

Sikkerhed

I entreprenørens geotekniske rapport er anført, at der for interimskonstruktionen skal anvendes kvadratroden af den sædvanlige partialkoefficient.

SAB for nærværende projekt specificere at "stilladskonstruktioner og form over den underførte motorvej skal henføres til høj sikkerhedsklasse jf. DS 409"

Norm for Fundering, DS 415, anfører endvidere på side 32 at "*Når et svigt indebærer stor risiko for personskade eller vil medføre store samfundsmæssige konsekvenser, skal der benyttes høj sikkerhedsklasse og partialkoefficient svarende til $\alpha = 1$* ".

Anvendelse af høj sikkerhedsklasse betyder for pælernes bæreevne, at der skal bruges en partialkoefficient på 1,45 frem for den anvendte 1,14, svarende til $\alpha = 1$ og partialkoefficient 1,3 for normal sikkerhedsklasse.

DS 409 har derudover et krav om robusthed for konstruktioner i høj sikkerhedsklasse. Hvis ikke der redegøres for robustheden på anden vis, hvilket ikke

er tilfældet i den foreliggende dokumentation, skal sikkerhedsfaktoren på pælebæreevnen øges med en faktor 1,2, dvs. fra 1,45 til 1,74.

Pælefundamenterne

I forbindelse med designet af pælefundamenterne angiver entreprenøren den regningsmæssige belastning på fundament K, L, M og N til 852 kN, hvilket ikke stemmer overens med at entreprenøren andet sted opgiver belastningen på tårn K til 1462 kN.

Entreprenøren anvender i designet af pælegrupperne den oprindeligt bestemte design bæreevne på 700 kN for en enkelt pæl. Bæreevne af de rammede pæle er efterfølgende udledt på normal vis via rammejournaler. I de modtagne beregninger er der ingen opdatering af designet der tager hensyn til de på grundlag af rammeresultaterne beregnede pælebæreevne for pælene i linie 4. Dette foreligger derimod for pælene i sidefaget (pælene 1-26).

Ved lange pæle, vil en vis regeneration kunne opnås. Entreprenøren skønner en regningsmæssige tilvækst i bæreevnen på 300 kN, hvilket betyder en karakteristisk tilvækst på 342kN. Tillægget synes rimeligt for lange pæle.

COWI har på baggrund af indramningsmodstand og tillægget på 342 kN for regeneration vurderet bæreevnen af pælene i linie 4. Der er anvendt en partialkoefficient på 1,45 svarende til høj sikkerhedsklasse på pælernes bæreevne.

COWI har sent i den tekniske undersøgelse fået oplyst følgende pæleplan for pælene i linie 4:

Fundament	Pæle nr.
K	27, 28
L	29, 30
M	31, 32
N	33, 34

Tabel 22 Placering af pæle og nummerering

Med denne placering og den oplyste belastning på tårnene fra entreprenørens beregninger (hvor der ses bort fra vægt af tårn samt fundament) findes følgende regningsmæssige udnyttelser:

Pæl nr.	R_{dyn} [kN]	R_{dynk} [kN]	Tillæg [kN]	R_{ck} [kN]	R_{cd} [kN]	Last [kN]	Udnyttelse [%]
27	1683	1122	342	1464	1010	731	72%
28	1300	867	342	1209	834	731	88%
29	1327	885	342	1227	846	654	77%
30	1169	779	342	1121	773	654	85%
31	1066	711	342	1053	726	516	71%
32	1048	699	342	1041	718	516	72%
33	425	283	342	625	431	426	99%
34	542	361	342	703	485	426	88%

Tabel 23 Bæreevne, belastning og regningsmæssige udnyttelsesgrader af pælene

Egenvægten af tårn og pile cap er af størrelsesordenen 60 kN, dvs. 30 kN pr pæl. Den gennemsnitlige regningsmæssige udnyttelse er derfor lidt højere end angivet ovenfor.

COWIs uafhængige analyse af belastninger på tårnene viser en ca. 17 % højere belastning på tårn K, mens belastningerne på L, M og N er mindre end entreprenørens. Den regningsmæssige udnyttelsegrad af pælefundamenterne er dermed under 1, hvis der ses bort fra robusthedskravet.

Det bemærkes, at det i disse beregninger er antaget, at der udelukkende er central belastning på pælene. Som bemærket andet steds er der på det ikke-kollapsede vestlige stillads efterfølgende konstateret væsentlige excentriciteter i nogle forbindelser mellem tårne og søjleåg.

Der er i denne udnyttelsesberegning ikke taget højde for kravet om robusthed til konstruktionen. Hvis ikke der i henhold til DS 409 redegøres for robustheden på anden vis, hvilket ikke er tilfældet i den foreliggende dokumentation, skal sikkerhedsfaktoren på pælebæreevnen øges med en faktor 1,2, dvs. fra 1,45 til 1,74. Den regningsmæssige udnyttelse stiger dermed med 20 %.

Direkte funderede fundamenter

Fundamenterne er projekteret i normal sikkerhedsklasse og entreprenørens beregninger viser, at det er antaget fundamentsunderkant 1 m under terræn. Entreprenørens tegning 28.125-01 angiver fundamentsstørrelse, inklusiv en højde på 1m, men specificerer ikke funderingskoten.

Fundamenterne er udført som Ø1900 eller Ø1200 (se tegning nr. 28.125-01 udarbejdet af entreprenøren). Efter billederne at dømme var nogle af disse fundamenter placeret direkte på jordoverfladen (dvs. uden q-led). Nogle af billederne viser dog, at fundamentsunderkant er beliggende under jordoverfladen. Samtidig kan det iagttages på billederne at jordoverfladen ikke er vandret ved fundamenterne. Det kan give anledning til en resulterende vandret kraft på fundamentet, som også skal optages af jorden.

Entreprenøren angiver, at den karakteristiske friktionsvinkel for det øvre sand er 35° . Det vurderes at være rimeligt. Under forudsætning af høj sikkerheds-

klasse og at jorden har en rumvægt på 18 kN/m^3 , vil den regningsmæssige bæreevne kunne bestemmes således:

$$\varphi_d = a \tan \frac{\tan(\varphi_k)}{\gamma_\varphi} = a \tan \frac{\tan(35)}{1,3} = 28,3^\circ$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} (1 + \sin(\varphi)) / (1 - \sin(\varphi)) = 15,2$$

$$N_\gamma = \frac{1}{4} ((N_q - 1) \cos(\varphi_d))^2 = 11,1$$

Den maksimale bæreevne af et Ø1900 mm fundament funderet direkte på jordoverfladen vil da have en regningsmæssig bæreevne på:

$$R'_d = A' \cdot 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma = \frac{\pi}{4} \cdot 1,9^2 \cdot 0,5 \cdot 1,9 \cdot 18 \cdot 11,1 \cdot 0,6 \cdot 1 = 323 \text{ kN}$$

Denne bæreevne forudsætter at grundvandsspejlet er placeret under fundamentets brudfigur, ca. 1,5 meter. Hvis fundamentet er placeret i samme niveau som grundvandsspejlet eller dybere reduceres ovennævnte bæreevne til 179 kN.

Fundament F og K skal overføre en kraft på hver 1462 kN i henhold til entreprenørens beregninger. Dette er således ikke muligt, hvis fundamentene har været placeret på jordoverfladen. Det rigtige ville være at sænke dem så dybt at de opnår tilstrækkelig bæreevne. Det kan beregnes, at fundamentene har tilstrækkelig bæreevne, hvis de var sænket ca. 1,2 meter. Dette er under forudsætning af, at vandspejlet ligger tilstrækkeligt langt nede, hvilket ikke er undersøgt i den geotekniske forundersøgelse.

På flere af billederne taget efterfølgende ses en vis nedgravning af fundamentene, men det har ikke været muligt at kvantificere dette og det har ikke efterfølgende været muligt at få oplyst om/hvor meget fundamentene har været nedgravet.

Uden yderligere dokumentation for de udførte fundamenter er det derfor ikke muligt at udtale sig om den krævede beregningsmæssige sikkerhed er opnået.

Entreprenøren anslår af sætningen af fundamentene vil blive 1 til 2 cm. Det er rimeligt under forudsætning af, at fundamentene er dimensioneret korrekt i den regningsmæssige brudtilstand, og at der kun findes en minimal tykkelse af bløde aflejringer under den svømmende motorvej.

7 Godkendelsesprocessen for tegninger og beregninger for stilladserne

Der foreligger en del korrespondance mellem entreprenøren og brotilsynet angående projektering af interimskonstruktionerne.

Ved byggemøde nr. 16 den 16. februar konstateres det, at stilladserne for gennemkørselsfagene er 100 % færdige og at form- og armeringsarbejde er påbegyndt.

Foreløbige beregninger af stilladserne forelå den 25. november 2005, men brotilsynet modtog først på byggemøde nr 18 den 16. marts en samlet udgave af projektmaterialet.

Brotilsynet kommenterer bl.a. den 23. januar 2005 i en e-mail til entreprenøren at der flere steder er problemer med stilladsets bæreevne. Endvidere forudsætter entreprenørens beregninger, at kiledonkraftene placeres meget nøjagtigt midt på dragerne, og for dragere med 3 donkrafte, at de 2 yderste placeres meget nøjagtigt lige over de underliggende åg. Entreprenøren bør desuden vurdere, om fordelingsdragere og åg kan bære den koncentrerede belastning lige under kiledonkraftene, uden at de forsynes med kropafstivninger.

Brotilsynet efterlyser igen den 26. januar i e-mail til entreprenøren dokumentation for de koncentrerede belastninger fra kiledonkraftene. COWI har ikke i den senere korrespondance fundet en afklaring af disse emner.

I byggemødereferat nr. 20 fra den 19. april nævnes under udestående punkter med reference til punkt 6.1 i byggemødereferat nr. 17 fra 2. marts at opfølgning til brotilsynets kommentarer til stilladsberegninger skal fremsendes snarest. Den 21. april fremsender entreprenøren en fax med kommentarer til en e-mail fra brotilsynet dateret den 20. februar vedrørende stilladskonstruktionerne.

Brotilsynet har på forespørgsel pr e-mail 15. maj oplyst til COWI, at der ikke foreligger nogen godkendelse af entreprenørens tegninger og beregninger for stilladserne.

Baseret på det materiale COWI har fået udleveret må det samtidig konstateres, at brotilsynet har rejst spørgsmål omkring tilstrækkeligheden af stilladserne, som ikke efterfølgende synes afklaret mellem brotilsyn og entreprenør.

8 Udførelse af stilladskonstruktioner

Det har under denne undersøgelse ikke været muligt, at tilvejebringe detaljeret information vedrørende udførelsen og montagen af det nedstyrte østlige gennemkørselsfag. Derimod var det muligt at inspicere det vestlige gennemkørselsfag, inden dette blev demonteret, og de følgende kommentarer er baseret på observationer herfra. Det kan dog ikke udelukkes at der kan være sket små forskydninger visse steder af det vestlige stillads under kollapset, men der er imidlertid intet som antyder, at udførelsen af det østlige gennemkørselsfag skulle være væsentligt anderledes end udførelsen af det vestlige fag. Observationer gjort af mere generel karakter for det vestlige fag, kan således antages at kunne overføres til det østlige fag.

Det har kunnet konstateres, at de monterede elementer i stilladskonstruktionerne i nogle tilfælde afveg fra de i beregningerne forudsatte elementer. Således er profilstørrelser for fordelingsbjælker og åg ændret og ekstra kropplader monteret, uden at det er afspejlet i beregningerne. I to tilfælde er typen af stilladstårn endvidere ændret for det vestlige gennemkørselsfag, og disse stilladstårne er ikke eftervist i beregningerne.

På grundlag af fotos, beregningsmateriale og øvrig information modtaget fra bl.a. politiets efterforskning er der i tabellen nedenfor angivet en sammenligning af de i beregningerne anvendte elementer og de elementer, som det med rimelig sandsynlighed må antages at have været monteret.

Linie/Tårn	Fordelingsbjælker				Åg			
	Vestligt fag - linie 1 & 2		Østligt fag - linie 3 & 4		Vestligt fag - linie 1 & 2		Østligt fag - linie 3 & 4	
	Design	Udført	Design	Udført	Design	Udført	Design	Udført
A	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B
B	NA	NA	NA	NA	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B
C	NA	NA	NA	NA	HE200B+ 5mm krop	HE200B+ 5mm krop	HE200B+ 5mm krop	HE180B+ 12mm krop
D	HE180B	HE180B	HE180B	HE260B+ 8 mm krop	HE240B+ 5mm krop	HE240B+ 5mm krop	HE240B+ 5mm krop	HE200B+ 8mm krop
E	HE260B	HE260B	HE260B	HE260B	HE260B+ 5mm krop	HE260B+ 5mm krop	HE260B+ 5mm krop	HE240B+ 8mm krop
F	HE240B	HE240B	HE240B	HE200B+ 8mm krop	HE260B+ 5mm krop	HE260B+ 5mm krop	HE260B+ 5mm krop	HE240B+ 8mm krop
G	NA	NA	NA	NA	HE240B	HE240B	HE240B	HE200B+ 8mm krop
H	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B
I	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B
J	NA	NA	NA	NA	HE240B	2xHE140B+ 156mm krop	HE240B	HE240B
K	HE240B	HE260B+ 8mm krop	HE240B	HE240B	HE260B+ 5mm krop	HE240B+ 8mm krop	HE260B+ 5mm krop	HE260B+ 8mm krop
L	HE260B	HE260B	HE260B	HE260B	HE260B+ 5mm krop	HE260B+ 8mm krop	HE260B+ 5mm krop	HE260B+ 8mm krop
M	HE180B	HE180B	HE180B	HE180B	HE240B	HE240B	HE240B	HE240B
N	NA	NA	NA	NA	HE200B+ 5mm krop	HE200B+ 5mm krop	HE200B+ 5mm krop	HE200B+ 5mm krop
O	NA	HE180B+ 8 mm krop	NA	NA	HE160B	HE160B	HE160B	HE160B
P	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B	HE140B

Tabel 24 Anvendte profiler for fordelingsbjælker og åg

Der er i det følgende fokuseret på den egentlige stilladskonstruktion omfattende forskallingsdragere, søjleåg, stilladstårne og fundamenter.

8.1 Montagevejledning og -instruks

Der er i det udleverede materiale ikke fundet montagevejledninger i form af tegninger og/eller beskrivelser, som definerer stilladskonstruktionerne i detaljer, angiver samlingsmetoder eller fastlægger tolerancerne for montagen af disse konstruktioner.

Det er væsentligt, at konstruktionen er tilstrækkeligt dokumenteret, således at evt. forudsætninger, som designeren har gjort under konstruktionsarbejdet vedrørende geometri, materialer, tolerancer m.m. klart og tydeligt videreføres til montagefolkene, således at der fokuseres på evt. kritiske elementer i konstruktionen.

8.2 Fremstilling af stilladselementer

8.2.1 Forskallingsdragere HE400B

De anvendte profiler så nye ud og forekom at være rette. På enkelte dragere forefandtes stadig information vedrørende fremstillingssted og materialekvalitet (S235JRG2).

8.2.2 Søjleåg HE500B

De anvendte profiler så nye ud og forekom at være rette. På enkelte dragere forefandtes stadig information vedrørende fremstillingssted og materialekvalitet (S235JRG2).

Kvalitet af sammensvejsning af HE500B har ikke kunnet verificeres.

8.2.3 Fordelingsbjælker og åg

Fordelingsbjælker og åg danner forbindelsen mellem søjleåget og det underliggende stilladstårn. Det blev konstateret, at mange forskellige kombinationer af profilstørrelse og -længde var bragt i anvendelse.

I nogle tilfælde var der indsvejst ekstra langsgående kropplader, hvor kvaliteten af svejsningerne visuelt var svingende.



Figur 22 Fordelingsbjælker og åg

8.2.4 Stilladstårne

Stilladstårne var overvejende fremstillet ved at afskære passende elementer fra en eksisterende gitterkonstruktion, som tidligere har været anvendt som kran-tårn. Herudover var der anvendt standard stilladstårne af typen PAL og diverse

stålkonstruktioner, som ikke var beskrevet på tegninger eller i den øvrige dokumentation.



Figur 23 *Varianter af stilladstårne*

Stilladstårne fremstillet ud fra det tidligere krantårn var afskåret på længde uden hensyntagen til placering af eksisterende gitterstænger. Forstærkning i form af fladjern, vinkelprofiler eller firkantrør var herefter påsvejst ved hjælp af svejsninger af svingende kvalitet. I top og bund af tårnet var der monteret fodplader. Kvaliteten af disse svejsninger var generelt dårlig, som det kunne konstateres ved inspektion af elementer fra det havarede stillads.



Figur 24 Svejsning af fodplade ved tårnfod

8.2.5 Fundamenter

Fundamenter for stilladstårne bestod af beton-brøndringe af varierende dimension udstøbt med beton. Nogle af fundamenterne er oplyst at være pælefunderet, mens andre var direkte funderet.

Der forefindes rammejournal for de rammede pæle.

Nedgravningsdybden for de direkte fundamenter for det østlige gennemkørselsfag har ikke kunnet verificeres, da fundamenterne var fjernet ved inspektionen. For det vestlige fag kunne det imidlertid konstateres, at fundamentshøjden svarende til afstanden mellem overside fundament og terræn varierede. Fundamentshøjderne blev vurderet til at variere fra ca. 50 cm til ca. 100 cm.



Figur 25 Placering af pæle og fundamenter for det østlige gennemkørselsfag har ikke kunnet konstateres.

8.3 Montage af stilladskonstruktioner

8.3.1 Placering af stilladstårne

Det blev ved inspektion af det vestlige gennemkørselsfag konstateret, at stilladstårnene ikke stod på linie, som det er vist på tegningen. Den eksakte afvigelse fra den rette linie kunne ikke konstateres, men vurderedes til at være ca. $\pm 0,25\text{m}$.



Figur 26 Placering af stilladstårne

Ukorrekt placering af stilladstårne vil resultere i excentrisk belastning af stilladstårnene, hvilket vil reducere bæreevnen af stilladstårnet.

Elementerne i stilladskonstruktionen var stablet ovenpå hinanden uden nogen form for fastholdelse i form af bolte eller svejsning. Der var ikke etableret afsværtning for vandrette laste.

8.3.2 Opbygning af tårntop - åg, fordelingsbjælker og donkrafte

Øverst på stilladstårnene var udlagt 1 eller 2 bjælkelag for overføring af kræfter mellem det langsgående søjleåg HE500B og stilladstårnet.



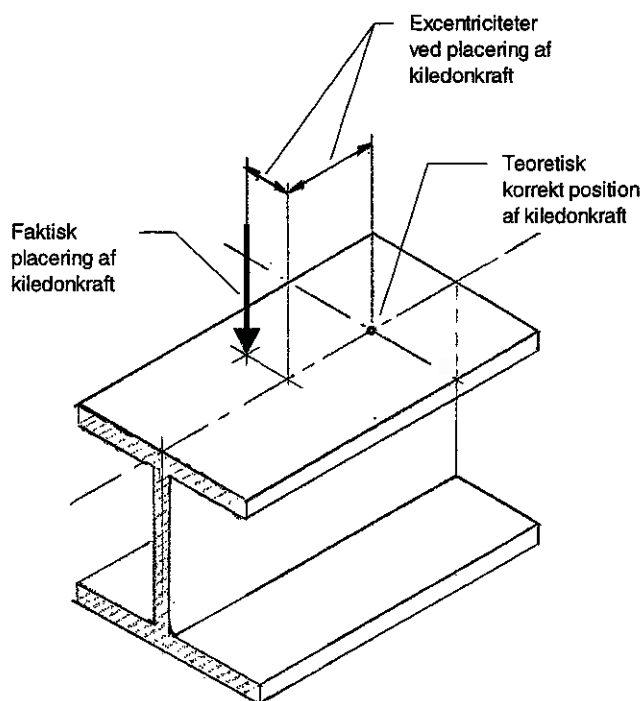
Figur 27 Opbygning af tårntop

På stilladstårnenes hjørnejern var der påsvejst endeplader, hvorpå to HEB-profiler (kaldet åg) i varierende dimensioner var placeret. Profilerne var i nogle tilfælde excentrisk placerede over selve hjørnejernet, hvilket giver en ekstra momentpåvirkning af hjørnejernet. På nogle tårne havde man svejst vertikale stålplader på hjørnejernet yderside for at korrigeret for dette.

Ågene var monteret ovenpå hjørnejernes endeplader uden nogen form for fastholdelse. Ågene var HEB-profiler i dimension 200 til 240.

En fordelingsbjælke i form af en HEB-profil var placeret ovenpå ågene. Denne bjælke dannede understøtning for et antal kiledonkrafte. Fordelingsbjælkerne var ligeledes monteret uden nogen form for fastholdelse.

Afhængigt af den beregnede søjlereaktion var der placeret 1, 2 eller 3 mekaniske donkrafte som forbindelse mellem søjleåg og fordelingsbjælke. Det konstateredes, at placeringen af donkraftene på langs af fordelingsbjælken ligeledes afveg fra placeringen på tegningen, idet de yderste donkrafte typisk ikke var placeret direkte over tårnets hjørnejern.



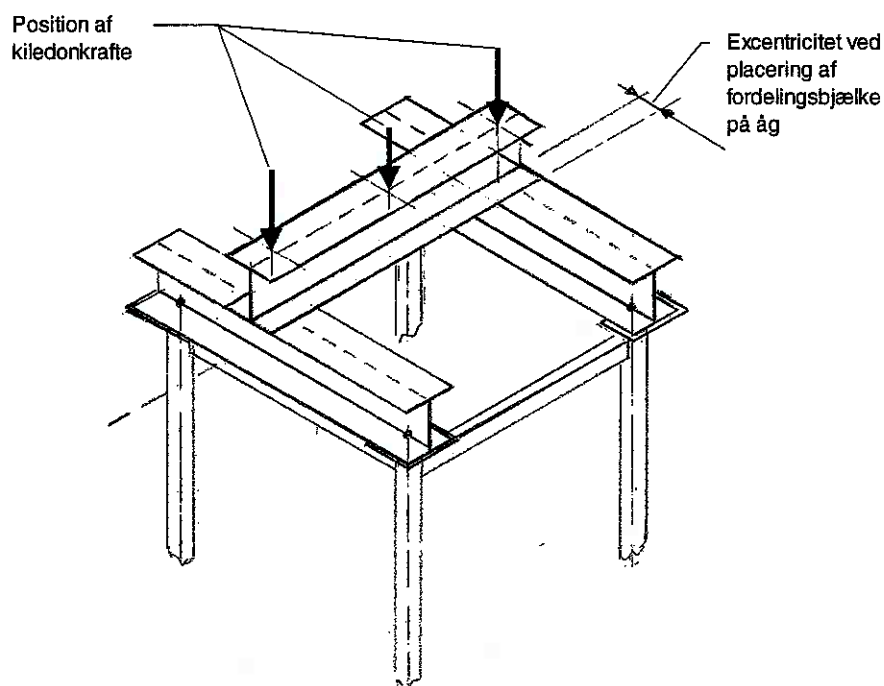
Figur 28 Placering af kiledonkraft på fordelingsbjælke

Det konstateredes, at placeringen af kiledonkræfte, fordelingsbjælker og åg var upræcis i forhold til anvisningerne på tegningerne. Kiledonkræfte var i mange tilfælde excentrisk placeret i tværgående retning på fordelingsbjælken, hvilket i kombination med manglende kropafstivninger ved vederlag eller ved donkraftposition kunne resultere i en overbelastning af fordelingsbjælkens kropplade med stabilitetssvigt til følge.



Figur 29 Excentrisk placering af fordelingsbjælke

Endvidere var fordelingsbjælken i nogle tilfælde excentrisk placeret på ågene, således, at den overvejende del af den lodrette last blev afleveret i den ene side af stilladstårnet, hvilket ikke er taget i betragtning i de modtagne beregninger af stilladskonstruktionen.



Figur 30 Excentrisk placering af fordelingsbjælke

Den beskrevne opbygning af tårntoppen med fordelingsbjælker, åg og donkrafte må anses at være uhensigtsmæssig, set ud fra et statisk synspunkt. Konstruktionen har ikke den fornødne robusthed, således at montagen kan udføres under hensyntagen til normale opstillingstolerancer. Selv mindre afvigelser fra den teoretisk korrekte placering af de enkelte elementer vil resultere i excentrisk last og dermed en forøget belastning af elementet, som der ikke er taget højde for i beregningerne.

Dette gælder i særdeleshed for den tværgående placering af kiledonkraften på fordelingsbjælken, som grundet manglende kropafstivninger har meget ringe kapacitet til at optage excentriciteter på den lodrette last.

Endvidere vil den midterste donkraft i tilfælde med 3 donkrafte kun bære en ubetydelig del af lasten, og belastningssituationen på det langsgående søjleåg kan medføre, at en væsentligt større del af den lodrette reaktion kan risikere at ligge på den ene af de to andre donkrafte. Det betyder i praksis, at 1 donkraft skal kunne optage en stor del af den totale lodrette last, som det er vist tidligere i nærværende rapport.

8.3.3 Montage af søjleåg og forskallingsdragere

Søjleåg (HE500B) er monteret på toppen af kiledonkraftene uden fastholdelse for vandrette kræfter. Der var ikke monteret kropafstivninger over vederlag.

Forskallingsdragere (HE400B) var placeret på overflangen af søjleågene ligeledes uden fastholdelse for evt. vandrette kræfter, som forudsat i beregningerne. Det vurderes dog, at friktion vil være tilstrækkelig til at fastholde forskallingsdragere på søjleåget.

9 Gennemgang af udbudsmateriale, normer og standarder

Relevante dokumenter fra udbudsmaterialet, gældende normer og standarder er listet i afsnit 5. Med relation til de undersøgte interimskonstruktioner, er de relevante krav i disse dokumenter beskrevet i de følgende afsnit. Kravene er skrevet med kursiv, mens COWIs kommentering efterfølgende er skrevet med almindelig skrift. Det skal bemærkes, at oversigten er udarbejdet med henblik på at belyse de emner, der er beskrevet i det foregående. Oversigten er således ikke fuldstændig.

En del af de nedenstående krav vedrører udførelsen og dokumentationen for denne. Det skal bemærkes, at COWI primært har modtaget dokumentationsmateriale vedrørende projekteringen af stilladskonstruktionerne. COWI har derfor flere steder noteret, at der i det udleverede materiale ikke findes dokumentation for at et givent krav er opfyldt. Det skal understreges, at det er muligt, at denne dokumentation, eller dele af den, forefindes i entreprenørens KS-journal.

9.1 Særlige betingelser (SB)

SB'en er supplerende, særlige bestemmelser til AB92 og TAB 92.

SB s 8

De særlige betingelser lister de til entreprisen gældende dokumenter, normer og standarder. AAB for stålarbejder er ikke nævnt, hvorfor stilladsberegninger m.v. udføres efter stålnormen DS 412.

Entreprenøren refererer ikke direkte til DS 412 i deres beregninger, men har anvendt den i et vist omfang.

SB s 13

Under entreprenørens ydelse angives, at *"entreprenøren skal aflevere dokumentation for, herunder statiske beregninger og arbejdstegninger af alle stilladser, interimsspuns, andre interimsafstivninger/interimsforanstaltninger eller interimbelastninger af konstruktioner.*

Komplet dokumentation og beskrivelse skal afleveres til tilsynet senest 15 arbejdsdage før arbejdet påbegyndes".

Entreprenøren har gennem en længerevarende periode afleveret dokumentation for stilladskonstruktionen. Senest fik brotilsynet på byggemøde nr. 18 (16. marts 2006) en mappe indeholdende dokumentationsmateriale.

SB s 14

Under projektgennemgang, dokumenter og prøver angives, at *"entreprenøren skal udarbejde en kontrolplan for entreprisen. Kontrolplanen skal udarbejdes på grundlag af de i udbudskontrolplanen anførte bestemmelser. Entreprenørens kontrolplan skal forelægges bygherren til gennemsyn senest 10 arbejdsdage før igangsættelse af de aktiviteter hvortil kontrolplanen skal anvendes. Bygherrens bemærkninger til kontrolplanen skal foreligge før aktiviteter omfattet af kontrolplanen må iværksættes. Kontrolplanen skal løbende ajourføres"*.

Entreprenørens kontrolplan er blevet gennemgået af tilsynet uden bemærkninger, jævnfør referat fra byggemøde 5, afholdt 8. september 2005. Det har ikke været muligt for COWI at fremskaffe disse kontrolplaner, idet tilsynet ikke var i besiddelse af et eksemplar.

9.2 Særlige arbejdsbeskrivelser (SAB)

SAB'en er *"supplerende bestemmelser til AAB - arbejdsplads, vejregler, juni 1993"*.

SAB s 35

Under kvalitetsstyring og miljøledelse angives, at *"et væsentligt element i kvalitetssikringen skal være udarbejdelse af en kontrolplan, som er plan for art, omfang, og dokumentation af kontrollen af materialer og processer, præsenteret af de udførende. Minimumskrav til kontrolplan er anført i udbudskontrolplanerne"*.

Der angives endvidere, at *"Udbudskontrolplanerne (UKP) udgør en systematisk oversigt over bygherrens minimumskrav til indhold og omfang af den kontrol-dokumentation, som entreprenøren skal aflevere til bygherren. Teksten i UKP erstatter ikke krav i AAB/SAB. På grundlag af UKP skal entreprenøren udarbejde kontrolplaner"*.

Entreprenørens kontrolplan er blevet gennemgået af tilsynet uden bemærkninger, jævnfør referat fra byggemøde 5, afholdt 8. september 2005. Det har ikke været muligt for COWI at fremskaffe disse kontrolplaner, idet tilsynet ikke var i besiddelse af et eksemplar.

SAB s 90

Under interimskonstruktioner for overbygningen angives, at *"entreprenøren skal desuden bl.a. dokumentere, at det samlede stillads- og formsystem har den fornødne stivhed, således at kravene til betonoverflader (jf. AAB afsnit 8.1.2) kan overholdes"*

Entreprenøren har dokumenteret bjælkesystemets stivhed som bærer formen.

SAB s 90

Under stillads og form, projektering angives, at *"stilladskonstruktioner og form over den underførte motorvej skal henføres til høj sikkerhedsklasse jf. DS 409"*.

Høj sikkerhedsklasse er anvendt ved eftervisningen af HE400B forskallingsdragere, HE500B søjleåg samt overgangskonstruktion. Tårne og fundering er ikke projekteret i høj sikkerhedsklasse.

SAB s 92

Under udførelse, stillads er anført, at "*entreprenøren skal ved stilladsberegninger - især ved stilladser højere end 4 m - gøre nøje rede for placeringen af stød og afsværtning*".

Der foreligger ikke dokumentation for hvorledes de horisontale kræfter overføres fra overbygning til underbygning.

9.3 Udbudskontrolplaner (UKP)

UKP 5.1

Under arbejdet "Stillads og form - alment" angives følgende:

- *Granskning af plan for arbejdets gennemførelse i alle faser, udføres senest 20 dage før arbejdets start*
- *Granskning af tegninger og beregninger af stillads og form, udføres senest 10 dage før stillads og formarbejdet er planlagt påbegyndt*
- *Granskning af lastkombinationer, udføres senest 10 dage før stillads- og formarbejdet er planlagt påbegyndt*
- *Måling af deformationer udføres under støbearbejdets udførelse*

COWI har i det udleverede materiale ikke modtaget entreprenørens kontrolplaner, hvorfor det ikke er muligt at verificere om den beskrevne granskning har fundet sted.

UKP 5.2

Under arbejdet "Stillads og form - materialer" angives følgende:

- *Dokumentation af materialer for form og stillads i henhold til DS 482 12.1 og 12.2.*

Entreprenøren har i det udleverede materiale ikke dokumenteret alle materialer anvendt i stilladset.

UKP 5.3

Under arbejdet "Stillads og form - udførelse" angives følgende:

- *Granskning af fundering for stillads, udføres inden opstilling*
- *Granskning af udformning af stillads, udføres inden opstilling*
- *Visuel inspektion af stillads efter opstilling (stillads benævnt som typestillads). Under bemærkninger er noteret: "Tilsynet kan forlange, at en særlig sagkyndig fra leverandøren kontrollerer den færdige konstruktion"*

Entreprenøren har gennem en længerevarende periode udfærdiget dokumentation for stilladset, herunder belastninger, styrke og stivhed. COWI har ingen dokumentation for, om der er udført en særskilt granskning efter opstilling af stilladset.

UKP 5.4

Under arbejdet "Stillads og form - kontrol" angives følgende:

- *Visuel kontrol af trykstængers geometriske imperfektion, udføres inden støbning*

COWI har ingen dokumentation for foretagne inspektioner af tårnene efter opstilling.

9.4 AAB for betonbroer - betonarbejde

AAB betonbroer s5-5 Under stillads og form, dokumentation angives, at "*projektering og udførelse af stillads og form påhviler entreprenøren, og entreprenøren skal i god tid før stillads- og formarbejdet er planlagt påbegyndt udarbejde fornødne tegninger og beregninger, der godtgør, at stillads og form i enhver af de under arbejdet forekommende belastningstilstande har den fornødne styrke, stivhed og stabilitet, og at funderingen er tilstrækkelig med hensyn til bæreevne, stabilitet og deformation*".

Entreprenøren har gennem en længerevarende periode udfærdiget dokumentation for stilladset, herunder belastninger, styrke og stivhed. COWI har ingen information om, at der skulle være gennemført en egentlig stabilitetsundersøgelse af stilladset ved anvendelsen af de horisontale laster specificeret af entreprenøren.

AAB betonbroer s5-5 Under stillads og form, dokumentation angives, at "*for stilladsfunderingen skal entreprenøren sikre sig, at de fornødne data vedrørende grundens styrke- og deformationsparametre er til rådighed og hvis nødvendigt foretage supplerende undersøgelser*".

Entreprenøren har udført 14 CPT undersøgelser.

AAB betonbroer s5-6 Under stillads og form, dokumentation angives, at "*senest 10 arbejdsdage før stillads- og formarbejdet er planlagt påbegyndt skal entreprenøren fremsende tilsynet tegninger og beregninger af stillads og form til godkendelse*".

Entreprenøren har fremsendt tegninger og beregninger af stillads og form for godkendelse.

"Intet stillads- og formarbejde må påbegyndes, før tilsynets godkendelse af entreprenørens tegninger og beregninger foreligger".

Brotilsynet har oplyst, at der ikke foreligger nogen godkendelse af tegninger og beregninger.

AAB betonbroer s5-6 Under stillads og form, projektering angives, at "*entreprenøren skal i sit stilladsprojekt specificere tolerancer for udførelsen. Der skal i stilladsberegningerne være taget højde for de angivne tolerancer*".

Ved gennemgang af stilladsberegningerne er der ikke fundet specifikation af tolerancer for udførelsen.

- AAB betonbroer s5-7 Under stillads og form, projektering, laster angives, at *"for frisk og hærdet beton inklusiv armering skal tyngden mindst sættes til 25 kN/m³"*
- Entreprenøren har anvendt 25 kN/m³ i deres beregninger.
- AAB betonbroer s5-7 Under stillads og form, projektering, deformationer angives, at *"ned- eller udbøjningen af form, strøer og rideplanker må ikke overstige 1/400 af deres spændvidde"*.
- "Nedbøjningen af forskallingsdragere må ikke overstige 1/200 af dragernes spændvidde"*.
- Entreprenøren har verificeret at kravene til maksimale nedbøjninger er overholdt.
- AAB betonbroer s5-9 Under stillads og form, udførelse, fundering angives, at *"entreprenøren skal kontrollere, at funderingsforholdene svarer til det i stilladsprojektet forudsatte, herunder verificere jordparametrene samt optage rammeresultater for eventuelle stilladspæle"*.
- Der foreligger dokumentation for verificering af rammeresultater fra pæleramning.
- AAB betonbroer s 5-10 Under stillads og form, udførelse, udformning angives, at *"remme, stolper og afsværtningsers egnethed og sikkerhed skal dokumenteres af entreprenøren. Entreprenøren skal i stilladsprojektet gøre nøje rede for placeringen af stød og afsværtning"*.
- Der foreligger ikke dokumentation for, hvorledes de horisontale kræfter overføres fra overbygning til underbygning.
- AAB betonbroer s 5-10 Under stillads og form, udførelse, udformning angives, at *"tilsynet kan forlange, at en særlig sagkyndig fra leverandøren kontrollerer den færdige opstilling"*.
- Der foreligger ikke oplysninger om, at tilsynet har krævet en særlig kontrol af stilladset i den færdige opstilling.
- AAB betonbroer s5-13 Under stillads og form, kontrol angives, at *"inden støbning kontrolleres, at trykstængernes geometriske imperfektion overholder det i beregningerne forudsatte"*.
- Der foreligger ikke dokumentation for, at der er udført kontrol af den færdige opstilling.
- AAB betonbroer s5-14 Under stillads og form, udførelse, udformning angives, at *"stilladssætninger, dragernedbøjninger og vandrette deformationer af stillads og form skal under hele støbearbejdets udførelse kontrolleres ved nivellement, måling til udspændte snore eller anden lige så god målemetode"*.

Ved COWIs inspektion blev der observeret nedhængende lægter i det vestlige fag, som var monteret for kontrol af lodrette deformationer.

9.5 DS 409 Sikkerhedsbestemmelser for konstruktioner

DS 409 s11

Under grundlæggende begreber, robusthed angives, at *"en konstruktion er robust, enten når de afgørende dele af konstruktionen kun er lidt følsomme over for de aktuelle påvirkninger, eller når der ikke sker et omfattende svigt af konstruktionen, hvis en begrænset del af konstruktionen svigter"*.

DS 409 s16

Under sikkerhed angives, at *"en konstruktions robusthed skal stå i relation til konsekvenserne af et svigt af konstruktionen. Der stilles kun krav til robusthed, se 1.2.7 (1)P, for konstruktioner i høj sikkerhedsklasse"*.

"En robust konstruktion opnås ved et hensigtsmæssigt valg af materialer, overordnet statisk princip og konstruktionsopbygning samt ved hensigtsmæssig udformning af nøgleelementer. Nøgleelementer er konstruktionselementer eller begrænsede dele af konstruktionen, hvor et eventuelt svigt bevirker, at konstruktionen eller betydende dele af konstruktionen svigter".

"Robusthed skal dokumenteres enten:

- *ved eftervisning af lastkombination 3.2 i 5.2.7.2, eller*
- *ved eftervisning af tilfredsstillende sikkerhed af nøgleelementer. Nøgleelementer skal dimensioneres således, at hele konstruktionen, hvori de indgår, mindst opnår samme sikkerhed som en tilsvarende konstruktion, hvor robustheden er dokumenteret ved eftervisning af lastkombination 3.2"*.

DS 409 s 16

I normen er der angivet en vejledning for hvordan dimensionering med robusthed kan foretages. *"Nøgleelementer, der er omtalt i (9)P, kan normalt dimensioneres ved i lastkombination 2, at benytte materialepartialkoefficient γ_m der er øget med faktoren 1,2 i forhold til γ_m anført i 5.2.2 (7)P"*.

Herefter er der i normen angivet eksempler på sådanne nøgleelementer.

Der er intet sted i det udleverede materiale fundet dokumentation for, at der er taget hensyn til kravet om robusthed f.eks. ved at øge materialepartialkoefficienten med en faktor 1,2.

DS 409 s 25

Under partialkoefficientmetoden følger en beskrivelse af hvordan lastkombination 3.2 ulykkeslast - bortfald af konstruktionsdele undersøges.

"(1)P Konstruktioner skal dimensioneres og udføres således, at svigt af en begrænset del af konstruktionen ikke fører til svigt af hverken konstruktionen som helhed eller af betydende større dele af konstruktionen".

Der foreligger ikke dokumentation for, at et svigt af en begrænset del af konstruktionen ikke fører til svigt af konstruktionen som helhed.

9.6 DS 410 Last på konstruktioner

DS 410 s91

Under vandret masselast angives, at *"den vandrette masselast er den mindste vandrette last, som en konstruktion skal regnes påvirket af. Vandret masselast regnes som bunden last"*.

"Enhver lodret last regnes at kunne give anledning til vandret masselast. Vandret masselast dækker virkningen af konstruktioner ude af lod, konstruktionsdele excentrisk placeret med mere. Desuden dækkes virkningerne af små jordrystelser".

"Vandret masselast regnes kun at kunne optræde med den tilhørende lodrette last".

"Vandrette masselaster har angrebspunkt i tyngdepunkterne for de tilhørende lodrette laster og regnes at kunne virke i vilkårlig retning, dog således, at den retning er fælles for alle de på samme tid optrædende vandrette masselaster".

"Den foreskrevne værdi af den vandrette masselast sættes til 1,5 % af den regningsmæssige værdi af den lodrette last, som masselasten hidrører fra".

DS 482 vejleder i en note om at anvende en total vandret last på minimum 2,5 % af den samtidig virkende regningsmæssige lodrette last. Entreprenøren har specificeret disse laster for stilladskonstruktionen i en note, men har ikke anvendt dem i sit design af overgangskonstruktion, stilladstårne og fundering.

9.7 DS 412 Stålkonstruktioner

DS 412 s 75

Under udførelse, geometriske tolerancer angives, at *"regnes der med direkte overføring af trykkræfter gennem anlægsfladen i et stød, jf. 6.1.6, skal anlægsfladerne af de emner, der stødes, tilpasses nøjagtigt"*.

Ved COWIs inspektion på brostedet så det ud til, at der har været anvendt mellemplader mellem tårne og fundament.

DS 412 s 78

Under udførelse, svejsesamlinger, krav til udførelse af svejsning angives som vejledning, at *"for konstruktioner i normal og høj sikkerhedsklasse bør svejsearbejdet udføres på grundlag af skriftlige svejseprocedurespecifikationer efter DS/EN 288", (nu erstattet af nye normer)*.

Der er i det udleverede materiale intet omkring svejsninger, svejsekontrol m.v.

DS 412 s 83

Under kontrol angives, at *"omfanget af kontrollen skal afpasses efter konstruktionens sikkerhedsklasse, efter arten af den eller de brudtyper, for hvilke brudrisikoen kan formindskes ved kontrol, samt efter kvalitetsvariationer ved fremstillingsprocesserne"*.

"For svejsesamlinger og forspændte boltesamlinger i konstruktioner i høj sikkerhedsklasse skal det kunne identificeres, hvem der har udført samlingen".

Der er i det udleverede materiale ingen dokumentation med hensyn til udførelse af svejsninger, svejsekontrol m.v.

DS 412 s 85

Under kontrol af færdige svejsesømme angives, at *"ved en besigtigelse af konstruktionen skal det sikres, at alle svejsesømme er udført, og at de er placeret i overensstemmelse med projektmaterialet, samt at ingen svejsesømme er behæftet med grove synlige fejl"*.

Der er i det udleverede materiale ingen dokumentation med hensyn til udførelse af svejsninger, svejsekontrol m.v.

"Ved den detaljerede kontrol skal det eftervises, at kvaliteten af svejsesømmene svarer til, hvad der er forudsat ved beregningen".

Der foreligger ingen beregninger, tegninger m.v. omkring tilpasninger af tårne.

9.8 DS 482 Udførelse af betonkonstruktioner

DS 482 s 13

Under afsnit om stillads og form, tæthed, styrke og stivhed angives som en vejledende note, at *"forme og stilladser bør vurderes for såvel anvendelsesgrænsetilstanden som brudgrænsetilstanden. Ved opstilling af kravene for anvendelsesgrænsetilstanden bør kravene til den færdige konstruktions geometri iagttages. Der bør tages hensyn til excentriciteter"*.

I beregninger af interimisdækket er anvendt både brudgrænsetilstanden og anvendelsesgrænsetilstanden. For overgangskonstruktioner, tårne m.v. er der kun anvendt brudgrænsetilstanden. Der er i dokumentationen ikke fundet materiale som tager hensyn til excentriciteter.

"Frisk beton kategoriseres som en fri variabel last".

Beton er anvendt som en fri variabel last med partialkoefficient på 1,3.

"Masselasten, der kan virke i en vilkårlig vandret retning, kan sættes til 1 % af den samtidigt virkende regningsmæssige lodrette last. Masselasten skal regnes at virke samtidigt med øvrige forekommende vandrette laster. Den samlede vandrette last bør for en vilkårlig vandret retning i intet tilfælde udgøre mindre end 2,5 % af den samtidigt virkende regningsmæssige lodrette last".

I beregningen af interimisdækket er der regnet med 2,5 % som vandret masselast, mens ingen af de andre interimskonstruktioner er beregnet med vandret masselast.

9.9 DS/ENV 1090-1 Udførelse af stålkonstruktioner, generelle regler og regler for bygninger

DS/ENV 1090-1 er udførelsesnormen tilknyttet DS 412.

I DS 412 er i afsnit 7 omhandlende udførelse angivet at *"normens dimensionerings- og beregningsregler forudsætter, at konstruktionerne udføres svarende til anerkendt praksis for udførelse af stålkonstruktioner"*.

Herefter er der som vejledende tekst angivet at *"DS/ENV 1090-1 og DS/ENV 1090-3 (inkl. danske forord) angiver krav til udførelse svarende til anerkendt praksis. Dimensionerings- og beregningsreglerne i DS 412 kan derfor regnes gældende såfremt konstruktionen udføres i overensstemmelse med DS/ENV 1090-1 og DS/ENV 1090-3."*

I de ovenstående afsnit præciseres, at hvis man vælger DS/ENV 1090-1 som grundlag for udførelse af stålkonstruktioner, opfylder den kravene til anerkendt praksis. Vælger man i stedet en anden udførelsesstandard, kan man med andre ord forvente, at en sådan standard vil specificere lignende krav til udførelsen som angivet i DS/ENV 1090-1.

DS/ENV 1090-1 s 16 Under den udførendes dokumentation for udførelsen angives, at en sådan dokumentation bør bestå af *"certifikater vedrørende materialeprøvning eller leverandørens erklæring om overensstemmelse med givne krav"*.

Der er i det udleverede materiale ikke fundet dokumentation på de anvendte materialer, tilsatsmaterialer m.v.

DS/ENV 1090-1 s 19 Under tilsatsmaterialer er angivet, at *"typen af tilsatsmaterialer skal være egnet til svejseprocessen, til det materiale, der skal svejses, og til svejseproceduren"*.

Der er i det udleverede materiale ikke fundet dokumentation for den anvendte type af tilsatsmateriale.

DS/ENV 1090-1 s27-28 Under svejsning angives, at *"der skal foreligge en svejseplan til brug for dem, der er ansvarlige for svejseoperationerne"*. Yderligere angives at *"svejsning skal udføres efter godkendte svejseprocedurespecifikationer efter EN288-2"*, samt at *"svejsere godkendes efter EN287-1"*. I afsnittet svejsekoordinering angives, at *"for at sikre, at der ofres passende opmærksomhed på svejsningen, skal en svejsekoordinatior være til rådighed under udførelsen af svejsearbejdet"*.

I det udleverede materiale findes ingen dokumentation omkring de udførte svejsninger.

DS/ENV 1090-1 s 43 Under afsnittet montage angives, at *"fremstilling, inklusive svejsning, samling med mekaniske samlingselementer og udførelse af korrosionsbeskyttelse, foretaget på byggepladsen skal være i overensstemmelse med punkterne henholdsvis 6,7,8 og 10"*.

Der er i det udleverede materiale ikke fundet nogen montagebeskrivelse af stilladskonstruktionen. Afsnittene 6, 7, 8 og 10 beskriver fremstilling, svejsning, mekaniske samlingsmetoder samt korrosionsbeskyttelse.

DS/ENV 1090-1 s 44 *"(2) Den udførende skal udarbejde montageplan samt kontrollere, at den er i overensstemmelse med projektbeskrivelsen og fremsende den til gennemsyn, hvis det er krævet i projektbeskrivelsen."*

Der er i det modtagne materiale ikke fundet nogen montageplan.

DS/ENV 1090-1 s 45 I afsnittet understøtninger angives, at *"alle fundamenter, fundamentsbolte og andre understøtninger for stålkonstruktionen skal være passende forberedt til at modtage stålkonstruktionen."*

"Mellemlægsplader og andre understøtningsanordninger benyttet som midlertidige mellemlæg under fodplader skal udvise en plan overflade mod stålet og være af en passende størrelse, styrke og stivhed for at undgå lokal knusning af betonen."

Der er i det udleverede materiale ikke fundet nogen beskrivelse af de anvendte mellemlægsplader - størrelser, materiale m.v.

DS1090-1 s 46 I afsnittet udførelse angives, at *"hvis montagetegninger er påkrævede, skal de indgå i montageplanen."*

"Der skal udarbejdes tegninger, der viser planer og opstalter i en sådan målestok, at placering af alle elementer fremgår".

"Tegningerne skal vise placeringer i forhold til modulnettet, samt samling af elementer tillige med eventuelle krav vedrørende særlige tolerancer."

"Tegningerne skal vise fuldstændige detaljer vedrørende fastgørelse af stål eller bolte til fundamenterne, justeringsmetoder, fritrum til understøtning og krav til mørtlen."

"Tegninger skal vise detaljer og anordning af eventuelle stålkonstruktioner eller andre midlertidige konstruktioner, der er nødvendige af hensyn til montagen for at sikre stabiliteten af konstruktionen eller den personlige sikkerhed."

Montagetegningerne, som beskriver tårnene i de 4 understøtningslinier, viser ikke i detaljer opbygningen af overgangskonstruktionen, placeringer af donkrafte, målsætning, tolerancer m.v.

DS/ENV 1090-1 s60-72 I afsnittet omhandlende geometriske tolerancer angives følgende forhold fundet relevant at fremhæve:

- *Utilsigtet excentricitet i en vilkårlig retning $e = 5 \text{ mm}$*
- *Placering i planen af midten af fodpunktet af en stålsøjle i forhold til dens positionspunkt $\pm 5 \text{ mm}$*
- *Placering af søjle ved bund- og etageniveau i forhold til en linie, der forbinder nabosøjler $e = \pm 10 \text{ mm}$*
- *Hældning af en søjle, inklusive søjler i portalrammer, der bærer en kran-drager ca. $h = \pm 5 \text{ mm}$*

- *Placering af en bjælke-søjle samling målt i forhold til søjlen $e = +/- 5 \text{ mm}$*

I det udleverede materiale findes ingen beskrivelse eller beregning af de forudsatte geometriske tolerancer. De ovenfor nævnte tolerancer er derfor forudsætningen for at DS 412 kan anvendes samt for de anvendte partialkoefficienter.

DS/ENV 1090-1 s 77

Omkring omfang af NDT-kontrol efter svejsning er angivet, at der altid skal foretages 100 % visuel kontrol. Der foretages yderligere NDT-kontrol af udvalgte samlinger. Svejsesømme skal undersøges med hensigtsmæssige kontrolmetoder i et sådant omfang, at der opnås en realistisk bedømmelse af sømmenes kvalitet, form og mål.

I det udleverede materiale forefindes intet omkring svejsninger, deres kontrolomfang, kvalitetskrav m.v.

Bilag 1 - ROBOT FEM-beregning

FE- beregninger - Stillads

Indholdsfortegnelse

1	FE-beregninger	2
1.1	Geometri og understøtninger	2
1.2	Laste	4
1.3	Lastkombinationer	4
1.4	Oversigt over resultater	5
2	Østligt fag - alle lejer	8
3	Østligt fag - center lejer	9
4	Vestligt fag - center lejer	10

1 FE-beregninger

I forbindelse med undersøgelsen af stillads kollaps i Aalborg (Nr. Sundby - Bouet) er der udarbejdet en række FE-modeller i programmet ROBOT. Model- lerne skal dels bruges til kontrol af modtaget stilladsberegninger dels til at ud- føre egne checks.

Broen består af et østligt og vestligt hovedfag, hvor det er stilladset under det østlige hovedfag der er styrtet sammen. Stilladset består af HE400B tværdrage- re som understøttes af HE500B dragere. HE500B dragerne understøttes af 16 gitter tårne betegnet med bogstaverne A-P.

Der er lavet 3 modeller som vist i nedenstående skema:

Model nr	Modelnavn	Kort beskrivelse
1	stilladsallelejerøstfjeder.rtd	Model af østligt fag med alle lejer (lejer kan kun tage tryk). Lejerne er modelleret med elastiske understøtninger. Der kig- ges både på byggefase, færdig bro samt sætning af tårn K
2	stilladscenterlejerøst.rtd	Model af østligt fag hvor hvert tårn er modelleret som en fast, simpel under- støtning. Der kigges på byggefase samt færdig bro.
3	stilladscenterlejevvest.rtd	Model af vestligt fag hvor hvert tårn er modelleret som en fast, simpel under- støtning. Der kigges på færdig bro.

Tabel 1 FE-modeller

I denne rapport indeholder afsnit 1.1 til 1.3 en beskrivelse af understøtninger, laste og last kombinationer for de forskellige modeller. I afsnit 1.4 findes en oversigt over resultater for de forskellige modeller. Afsnit 2-4 indeholder do- kumentation og resultater for hhv. model nr. 1, 2 og 3.

1.1 Geometri og understøtninger

Geometri af stillads fremgår af fremsendte tegninger. Det skal understreges, at en del geometriske punkter er målt på tegningerne.

Gittertårne er omkring 5m høje og understøtter formen på lejer. Afhængig af placeringen har hvert tårn 1, 2 eller 3 lejer. Understøtningerne er modelleret forskelligt i de 3 modeller afhængigt af hvad modellen skal bruges til.

1.1.1 Understøtninger Model 1 - stiladsallelejerøstfjeder.rdt

I model nr. 1 er for det østlige fag alle lejer modelleret. Det viser sig, at der for midterunderstøtningerne kommer opløft og da lejerne ikke kan tage træk, er midteunderstøtninger fjernet i modellen.

Den lodrette understøtning er modelleret elastisk for at tage højde for at tårnbene ikke er uendelige stive. Derved tillades en omfordeling af reaktionerne mellem de enkelte lejer og giver et mere realistisk billede af lejereaktionerne end hvis der var benyttet fast, simple understøtninger.

Stivheden pr længde enhed er defineret som:

$$k = \frac{EA}{l}$$

hvor

$E = E$ modul

$A = A$ areal

$l =$ søjlelængde

Der er 3 forskellige kategorier af tårne og med dimissionerne angivet i nedenstående tabel samt en tårn højde på ca. 5 m fås følgende stivheder:

	Ø x d	Stivhed [kN/m]
Lille tårn	76,1 x 5	$9,38 \cdot 10^4$
Stort tårn	88,9 x 5	$1,37 \cdot 10^5$
Pal	($k \approx 0,5 \cdot$ lille tårn)	$4,69 \cdot 10^5$

Tabel 2 Anvendte stivheder af understøtning

Stivheden af overgangskonstruktionen, dvs. af fordelingsbjælke og åg er blevet vurderet. Det er fundet, at overgangskonstruktionen er væsentligt stivere end den underliggende tårnkonstruktion og er derfor ikke medregnet. Endvidere skal det bemærkes, at stivheden af fundering (jorden) heller ikke er indregnet.

I denne model er der også set på virkning af en sætning på 10mm af tårn K. Dette er modelleret som et lasttilfælde - se afsnit 1.2.

1.1.2 Understøtninger Model 2 - stiladscenterlejerøst.rtd

I model nr. 2 er hvert stilladsunderstøttet tårn i det østlige fag modelleret som en central, fast, simple understøtning.

1.1.3 Understøtninger Model 3 - stiladscenterlejevst.rtd

I model nr. 3 er hvert stilladsunderstøttet tårn i det vestlige fag modelleret som en central, fast, simple understøtning.

1.2 Laste

I modellerne er der defineret 12 basislast tilfælde:

Last nr.	Last beskrivelse	Værdi
Case 1	Egenvægt af HE400B og HE500B	Benytter en densitet på 77kN/m ³
Case 2	Støbeform	0,5 kN/m ²
Case 3	Øvrig last	2,0 kN/m ²
Case 4	Byggefase, Fase 1	12,1 kN/m ²
Case 5	Byggefase, Fase 2	13,7 kN/m ²
Case 6	Byggefase, Fase 3	2,5 kN/m ²
Case 7	Stødtillæg hørende til byggefase	2,0 kN/m ²
Case 8	Færdig bro, fase 1	12,1 kN/m ²
Case 9	Færdig bro, fase 2	13,7 kN/m ²
Case 10	Færdig bro, fase 3	2,5 kN/m ²
Case 11	Stødtillæg hørende til færdig bro	2,0 kN/m ²
Case 12	Sætning af tårn K	sætning på -10mm

Tabel 3 Basis lasttilfælde

Fladelastene for case 4-6 og case 8-10 er beregnet ud fra støbetakten (600mm+600mm+100mm).

Udstrækningen af Case 4-6 er byggefasen er bedste bud på det tidspunkt hvor stilladset styrtede sammen. Case 7, som er et stødtillæg, regnes virkende over samme areal som Case 5.

Der henvises til afsnit 2-4 i denne rapport for illustration af lastplaceringer.

1.3 Lastkombinationer

1.3.1 Modeller, østligt fag

For modellerne 1 og 2 (østligt fag) er der defineret 3 lastkombinationer. Case 19 repræsenterer stadiet før nedstyrtningen med regningsmæssige laster. Case 20 repræsenterer stadiet før nedstyrtningen med karakteristiske laster mens case 21 repræsenterer færdig bro med regningsmæssige laster:

$$Case19 = Case(1+2+3+7) \cdot 1,0 + Case(4+5+6) \cdot 1,3$$

$$Case20 = Case(1+2+3+4+5+6+7) \cdot 1,0$$

$$Case21 = Case(1+2+3+11) \cdot 1,0 + Case(8+9+10) \cdot 1,3$$

Der er også kigget på sætning af tårnunderstøtning K, hvorved Case 19, Case 20 og Case 21 udvides til:

$$Case19 = Case(1+2+3+7+12) \cdot 1,0 + Case(4+5+6) \cdot 1,3$$

$$Case20 = Case(1+2+3+4+5+6+7+12) \cdot 1,0$$

$$Case21 = Case(1+2+3+11+12) \cdot 1,0 + Case(8+9+10) \cdot 1,3$$

1.3.2 Modeler, vestligt fag

For model 3 (vestligt fag) er der defineret case 21 som repræsenterer færdig bro

$$Case21 = Case(1+2+3+11) \cdot 1,0 + Case(8+9+10) \cdot 1,3$$

Formålet med denne model er at sammenligne den med modtagende stillads beregninger som er udført for dette fag.

1.4 Oversigt over resultater

I tabellen herunder vises reaktionerne på de enkelte lejer for de regnede lastkombinationer for det østlige fag (model 1). I afsnit 2-4 findes grafiske plot af reaktioner samt reaktioner for alle basis lasttilfældene.

Tårn betegnelse	ROBOT nr.	Lodret reaktion Færdig bro regningsmæssig	Lodret reaktion Byggefase karakteristisk	Lodret reaktion Byggefase regningsmæssig	Lodret reaktion Færdig bro, sætning på 10mm af tårn K regningsmæssig
		Case 21 [KN]	Case 20 [KN]	Case 19 [KN]	Case 21 [KN]
A	2	66	60	67	66
B	119	202	165	194	202
	121	289	231	274	289
C	33	489	377	452	489
	37	443	330	396	443
D	53	522	335	405	522
	55	-	-	-	-
	57	564	343	415	564
E	73	696	396	479	696
	75	-	-	-	-

	77	646	368	445	646
F	93	618	338	409	618
	95	-	-	-	-
	97	687	359	435	687
G	123	506	215	257	506
	111	390	114	128	390
H	125	156	26	23	156
I	2	500	412	500	489
J	120	690	550	677	655
	122	850	668	824	949
K	32	984	770	945	949
	34	-	-	-	-
	36	684	532	651	561
L	52	534	404	490	688
	54	-	-	-	-
	56	543	405	490	534
M	72	394	287	344	362
	74	-	-	-	-
	76	358	259	309	346
N	92	261	184	215	264
	96	245	168	195	247
O	126	125	77	85	124
	110	91	54	58	91
P	128	20	13	12	20

Tabel 4 Østligt gennemkørselsfag - Reaktioner for model med alle lejer på elastisk understøtning

- angiver at der er træk i leje og understøtning er fjernet i modellen.

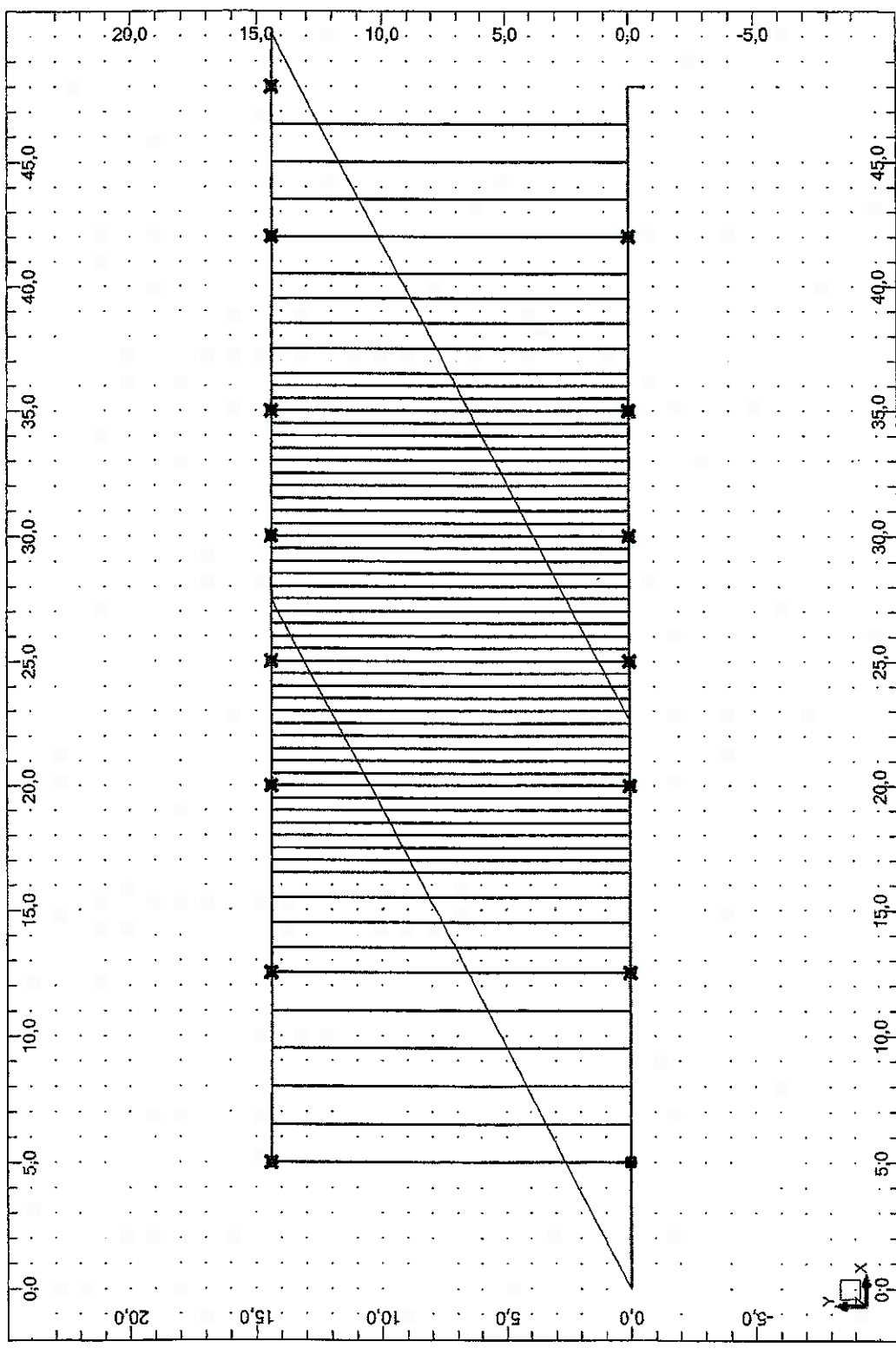
I nedenstående tabel er angivet lodrette reaktioner for østligt og vestligt fag for model 2 og 3. Desuden findes i afsnit 3 moment og forskydningsplot for HE500B dragerne samt tabel over momenter og forskydningskræfter for HE400B. For det vestlige fag er der kun regnet på færdig bro.

Tårn betegnelse	ROBOT nr.	Lodret reaktion Færdig bro regningsmæssig	Lodret reaktion Byggefase karakteristisk	Lodret reaktion Byggefase (regningsmæssig)	Lodret reaktion Færdig bro regningsmæssig
		Østligt fag	Østligt fag	Østligt fag	Vestligt fag
		Case 21 [KN]	Case 20 [KN]	Case 19KN]	Case 21 [KN]
A	3	65	59	66	27
B	13	492	395	467	326
C	35	926	711	853	776
D	55	1111	684	827	1067
E	75	1290	739	894	1306
F	95	1389	736	891	1376
G	111	874	317	370	750
H	125	127	14	9	38
I	2	503	415	504	135
J	12	1528	1209	1489	1193
K	14	1719	1344	1647	1682
L	34	1012	757	917	1130
M	54	783	570	682	844
N	74	505	350	406	497
O	110	214	129	141	182
P	128	14	10	9	9

Tabel 5 Østligt og vestligt fag - Reaktioner for model med centrale, faste understøtninger

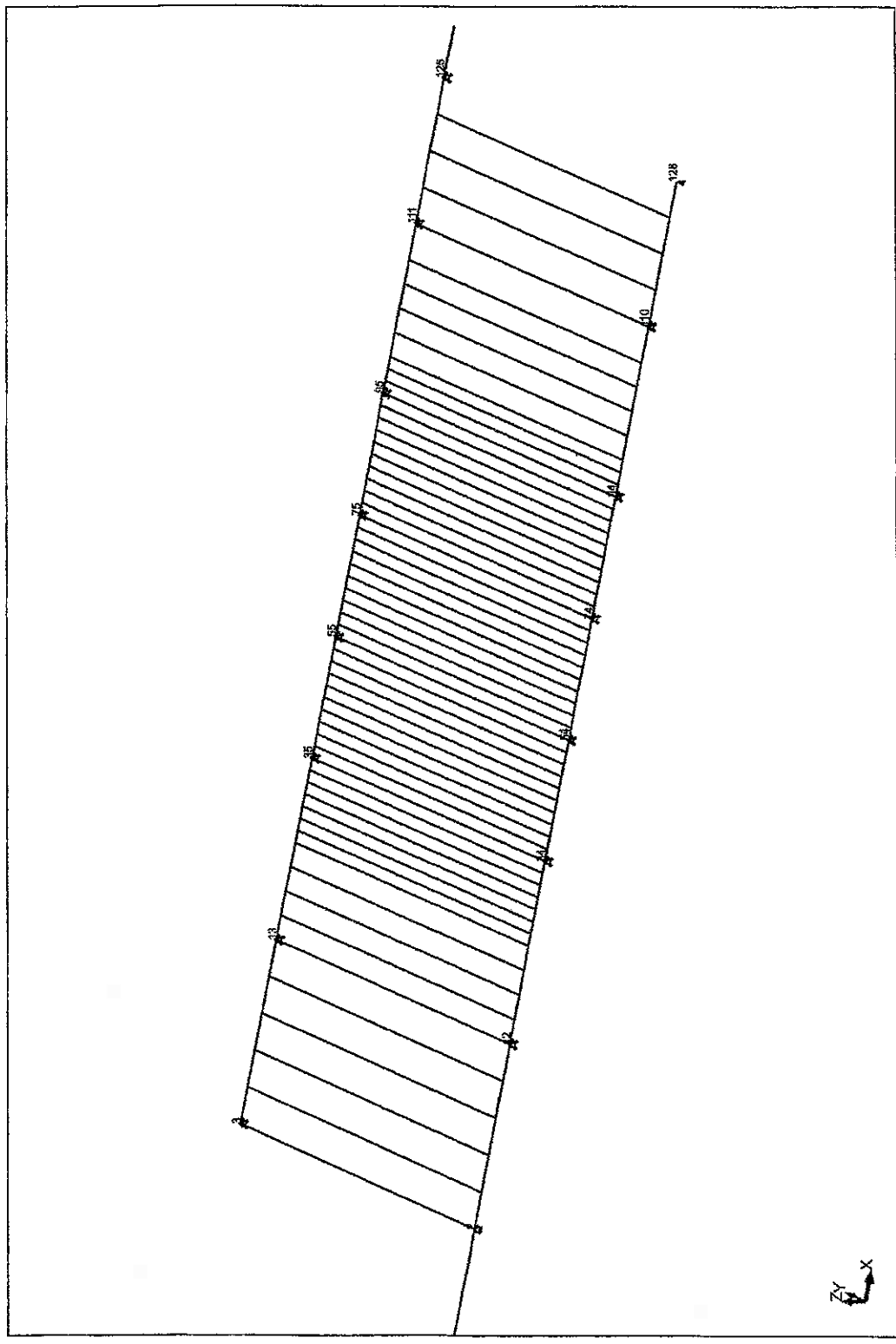


Geometry



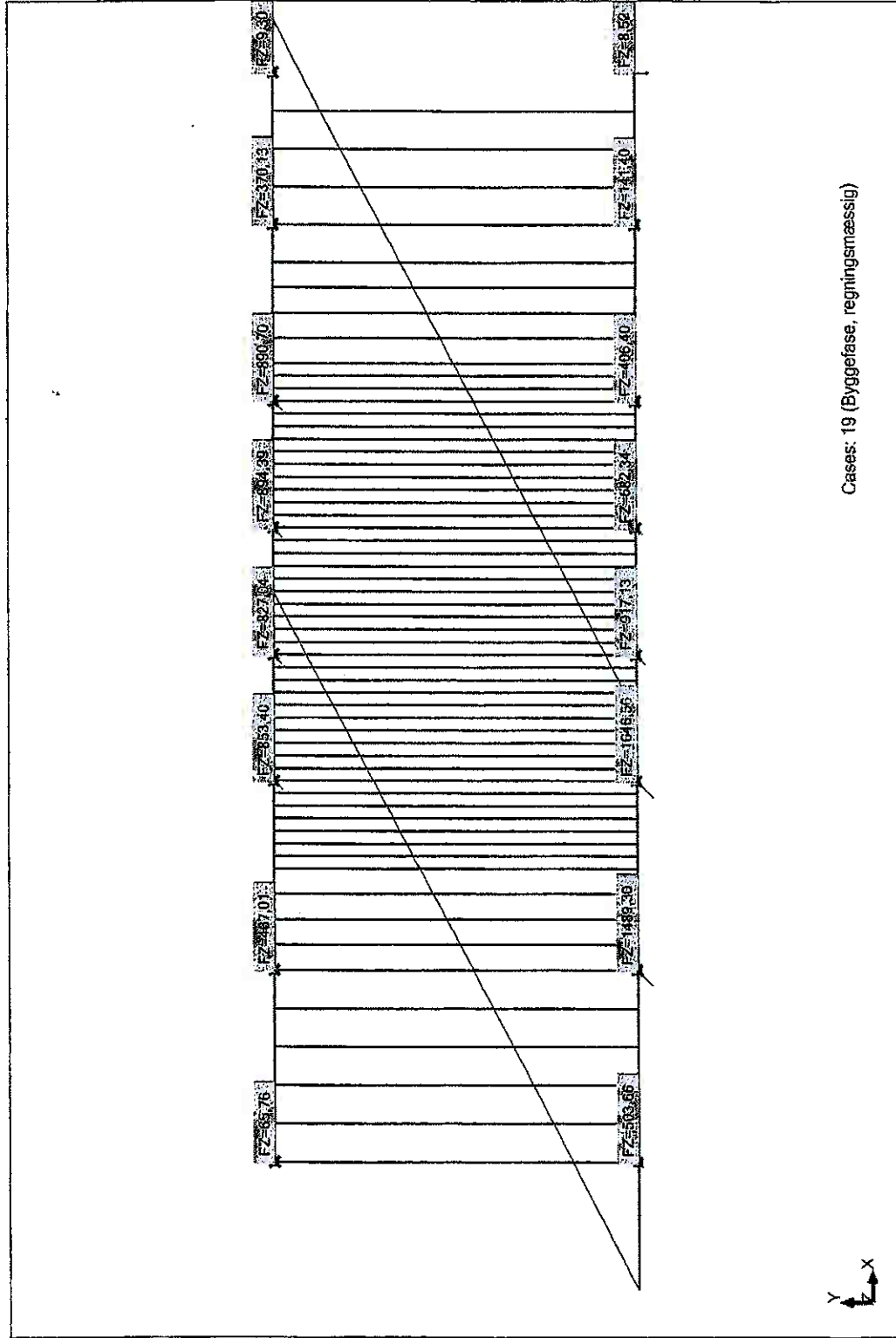


Support nodes





View - Reaction forces(kN); Cases: 19 (Byggefase, regningsmæssig)



Cases: 19 (Byggefase, regningsmæssig)



ROBOT v 19.0.4

Author: UGJ

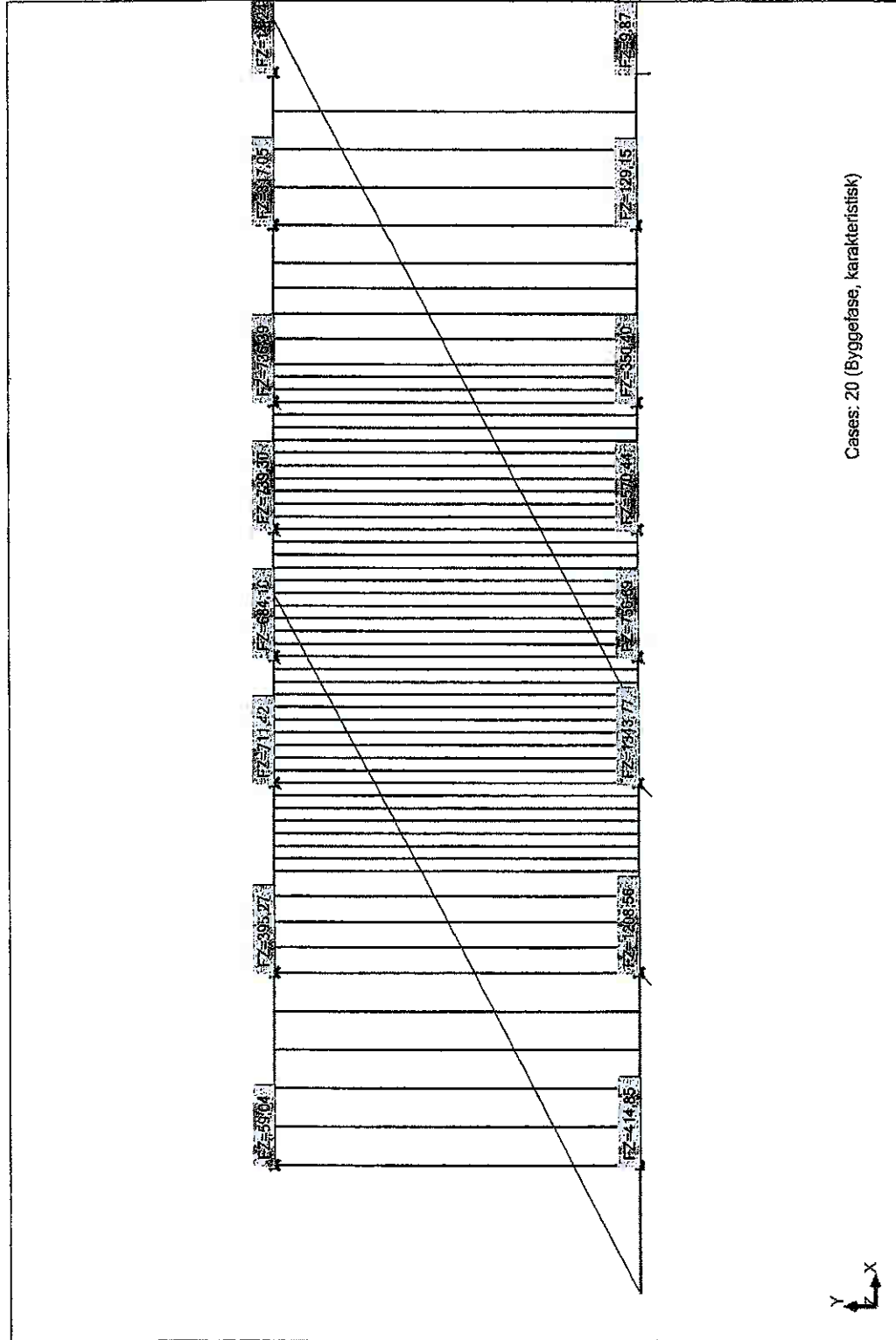
Address: COWI

© RoboBAT 1996-2006

File: stilsadcenterfejrest.rtd

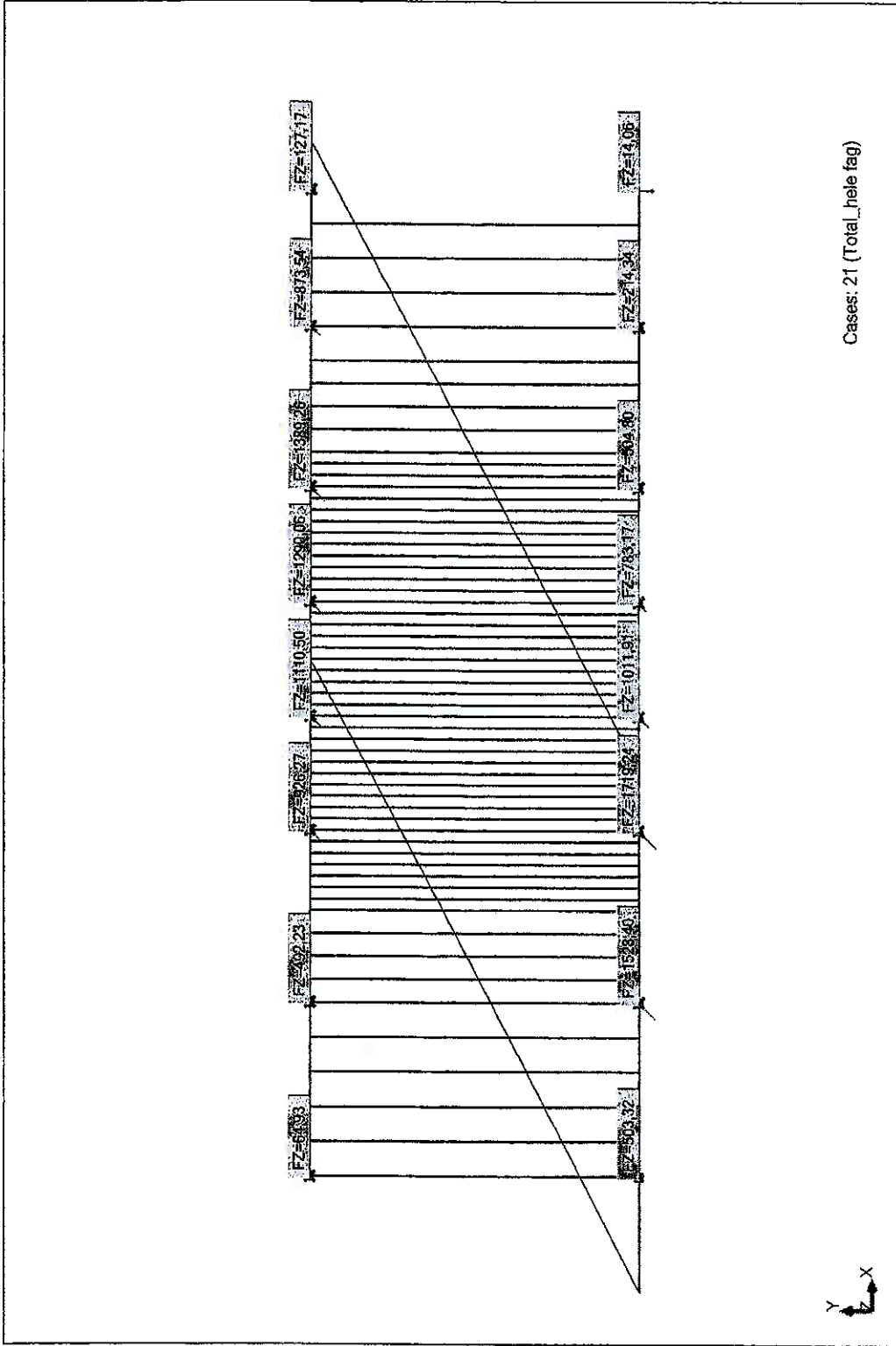
Project: stilsadcenterfejrest

View - Reaction forces(kN); Cases: 20 (Byggefase, karakteristisk)





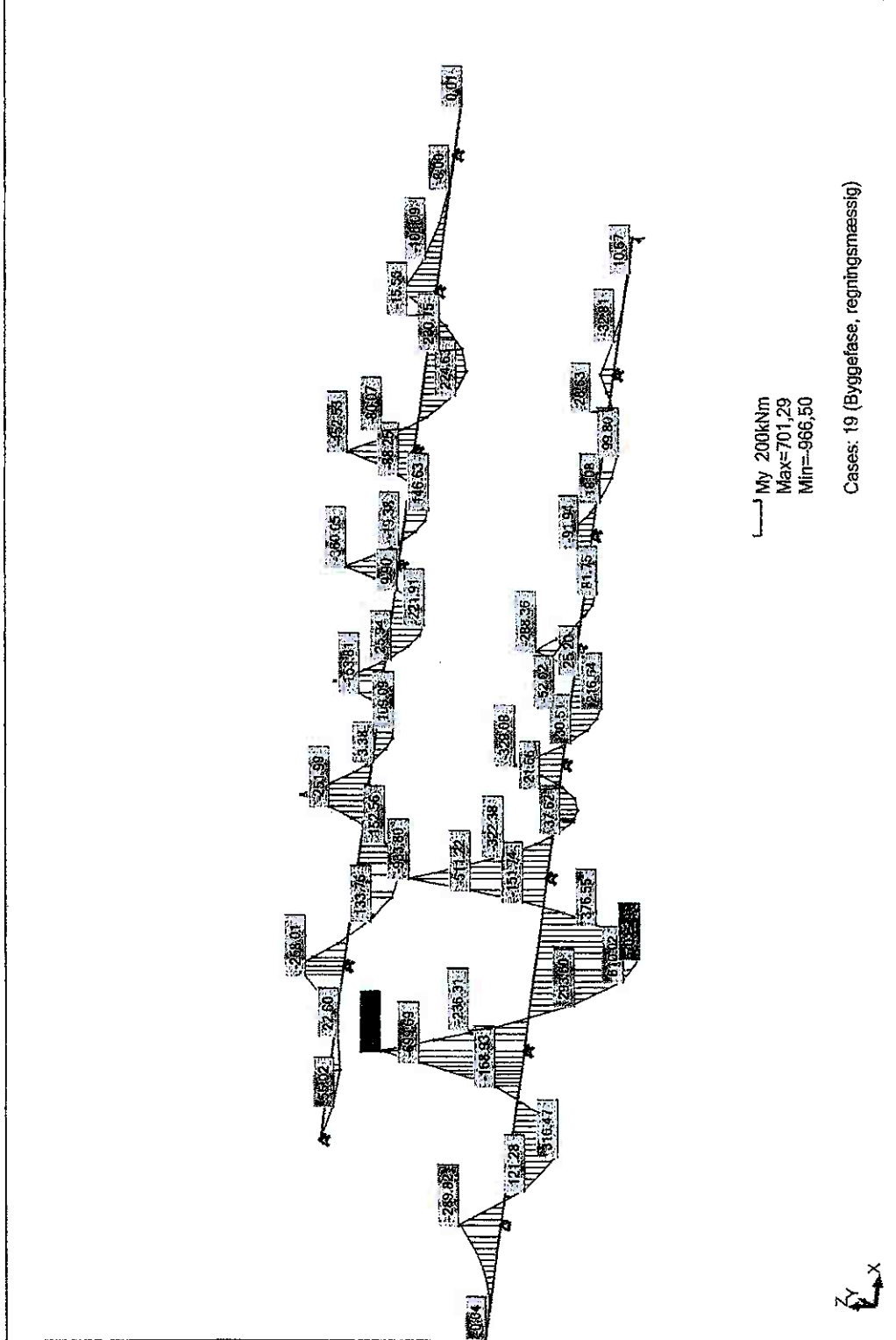
View - Reaction forces(kN); Cases: 21 (Total_hele fag)





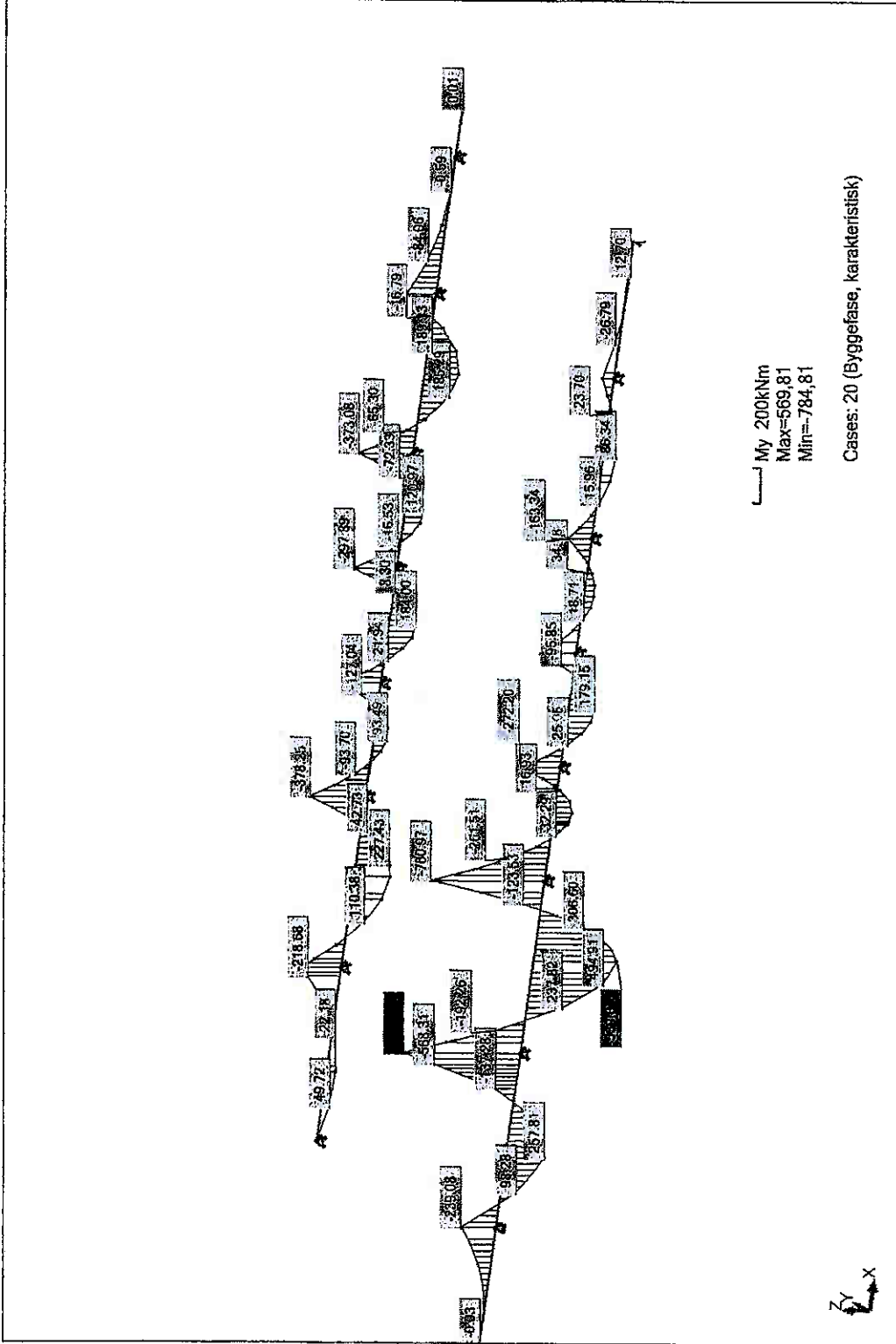
View:1 - MY; Cases: 19 (Byggefase, regningsmæssig)

Moment HES000B



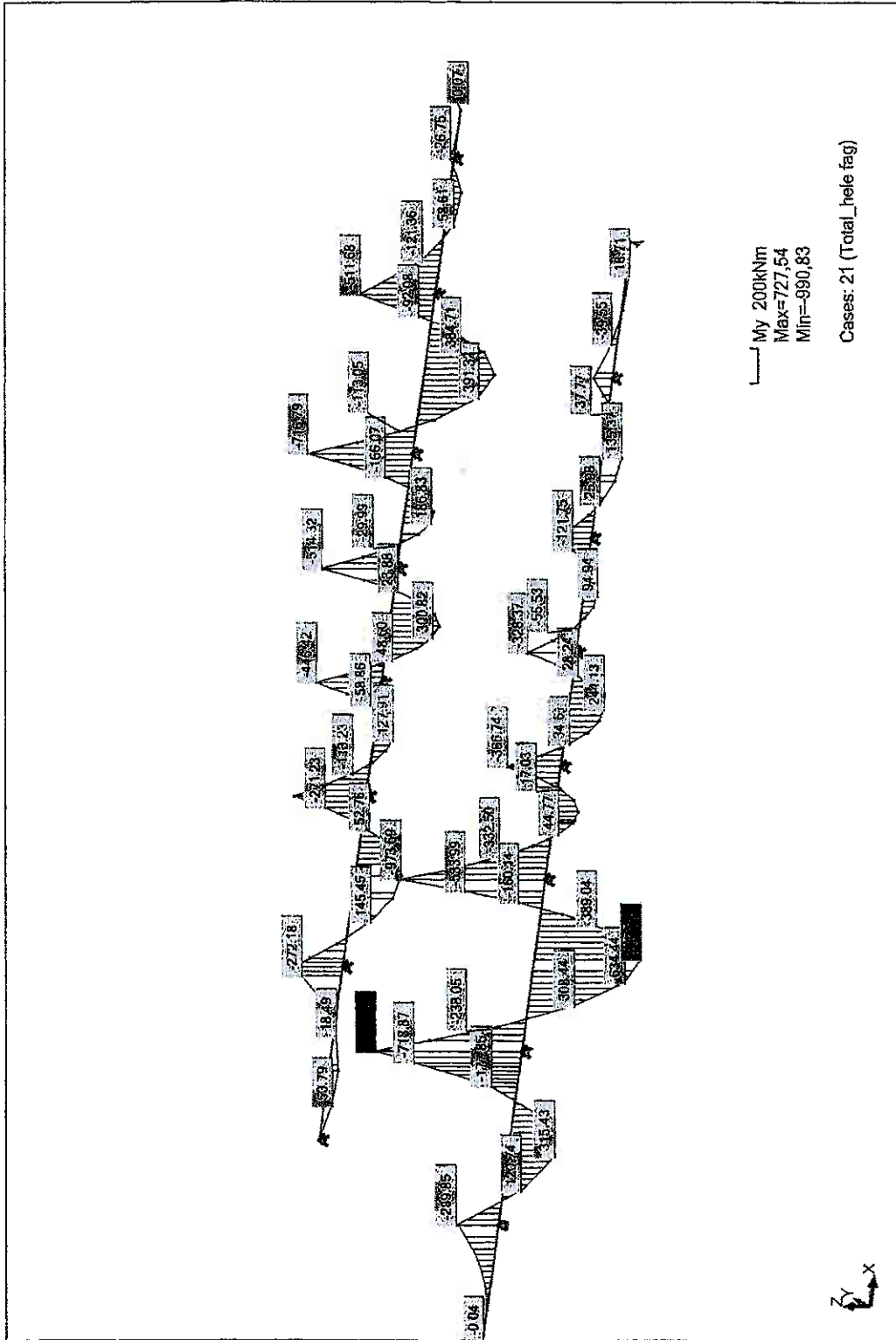


View:1 - MY; Cases: 20 (Byggefase, karakteristisk)





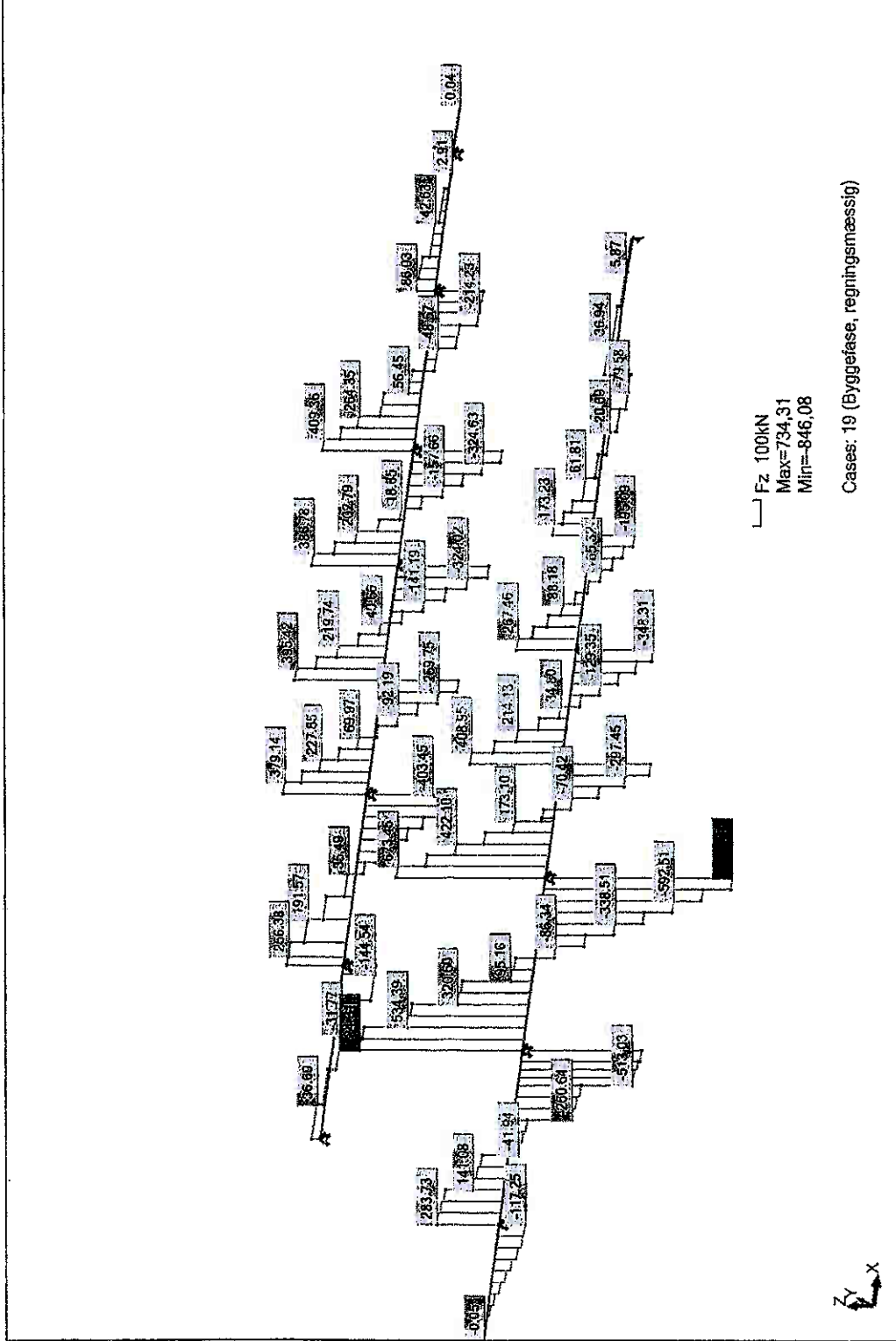
View:1 - MY; Cases: 21 (Total_hele fag)





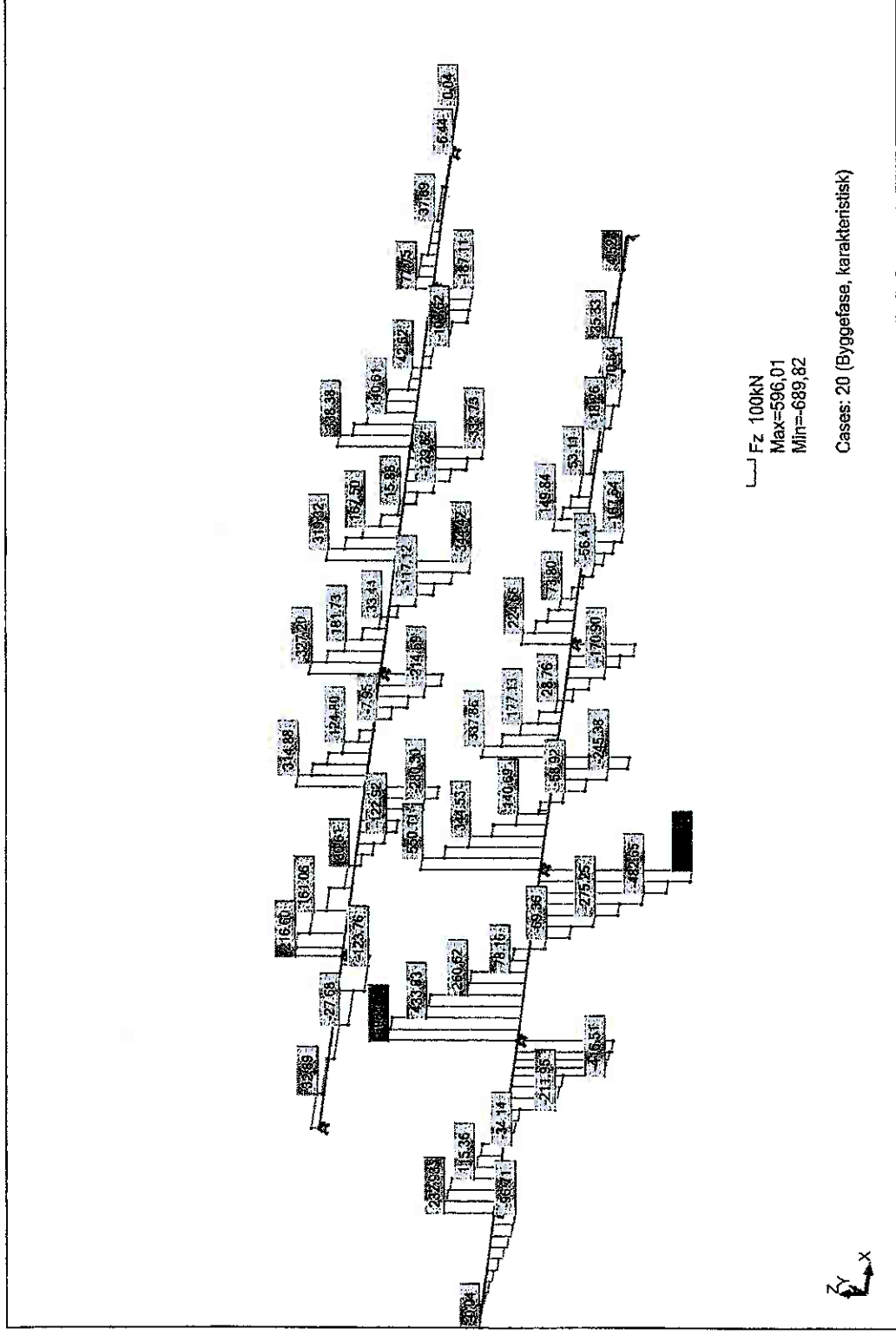
View:1 - Fz; Cases: 19 (Byggefase, regningsmæssig)

Forskydning HES005

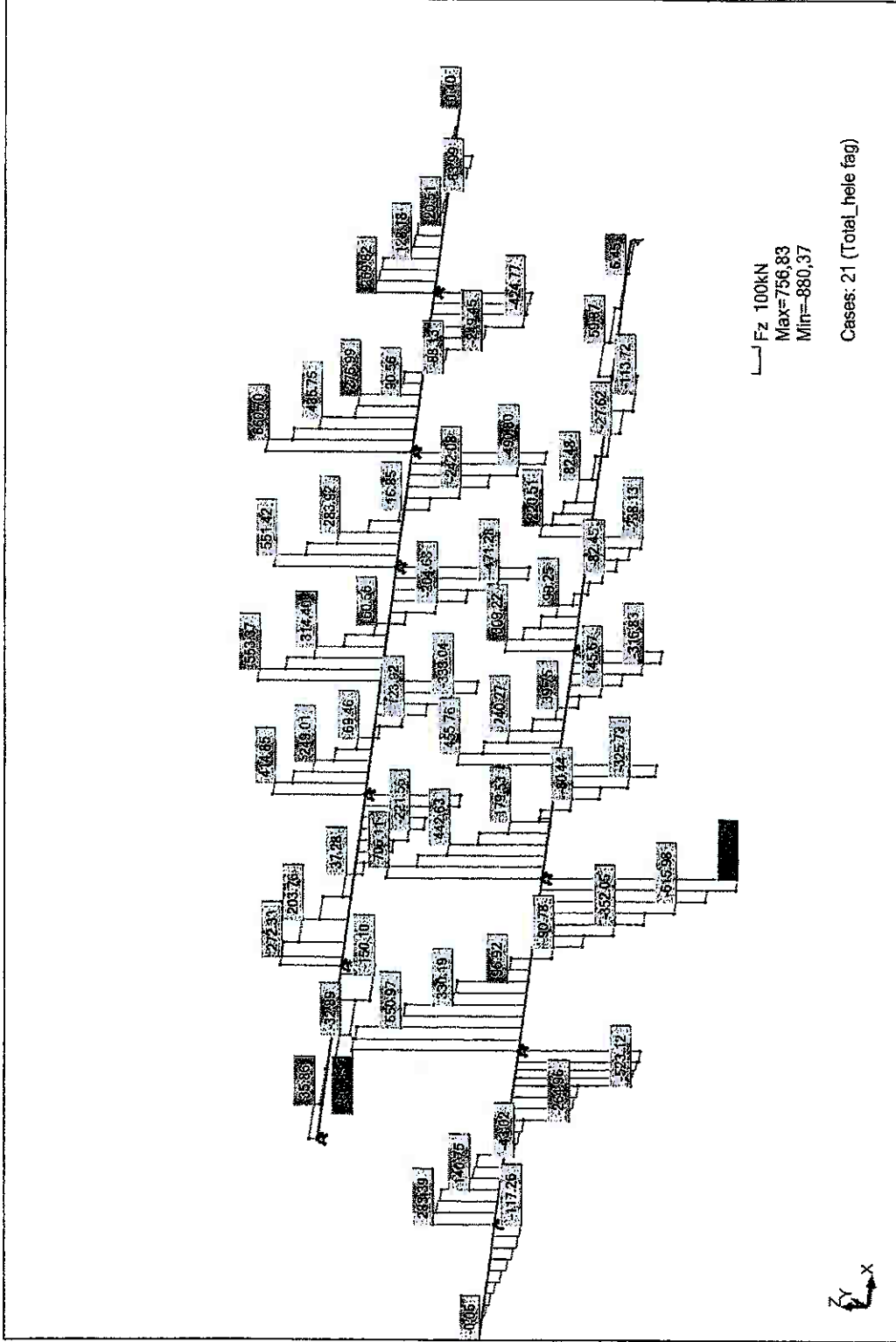




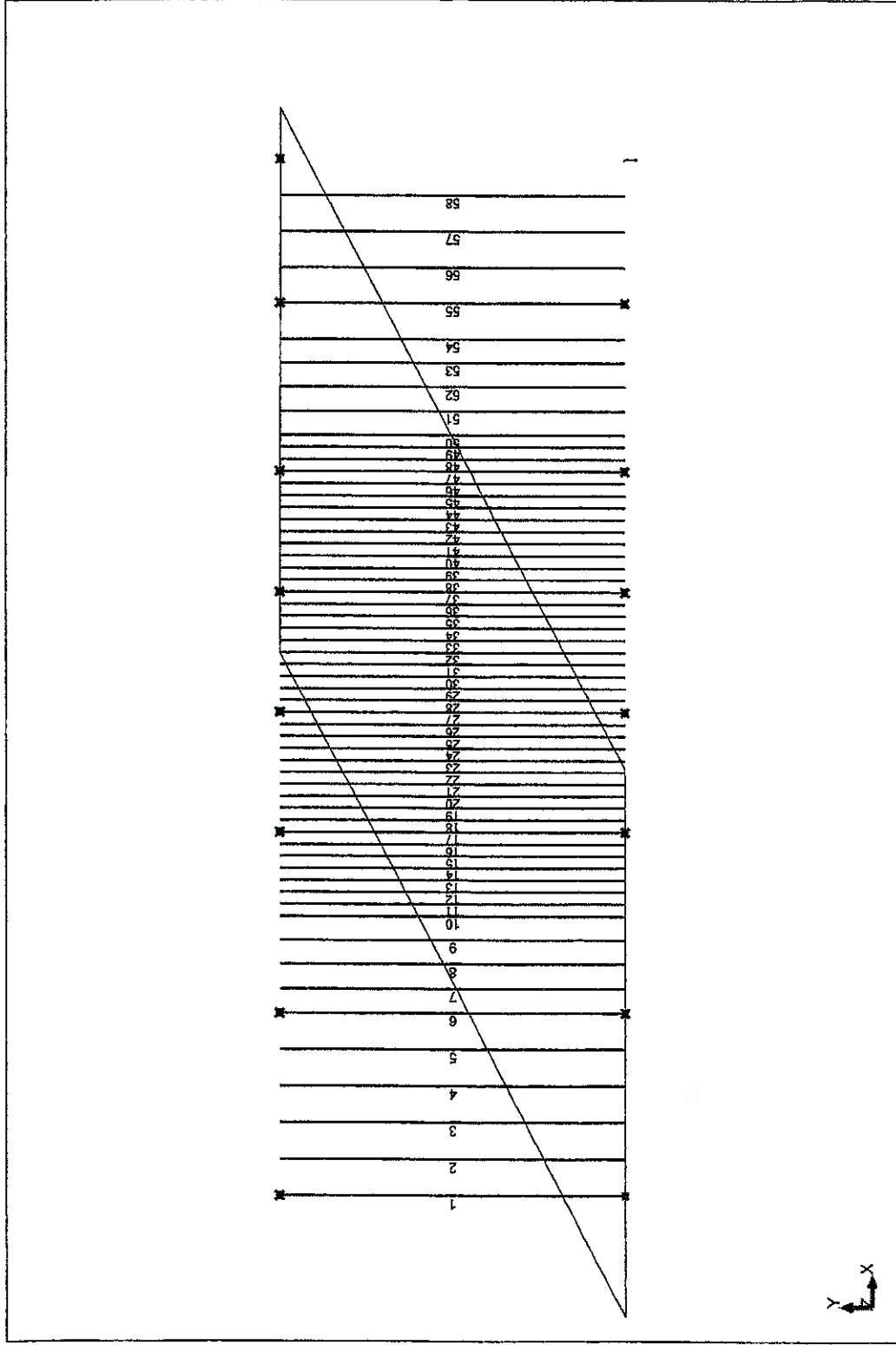
View:1 - Fz; Cases: 20 (Byggefase, karakteristisk)



View:1 - FZ; Cases: 21 (Total_hele fag)



View:1 - Cases: 21 (Total_hele fag)



Bar numbers
HE400B

⇒ Næst slider:
moment og
forskydning



Forces - Case: 21 (Total_hele fag)

Envelope

1

- Case: 21 (Total_hele fag)

Filtering	Bar	Case
Full list	1to183 185	1to11 19to21
Selection	1to58	21
Total number	183	14
Selected number	58	1

- Case: 21 (Total_hele fag)

Bar	FZ (kN)	MY (kNm)
1 / MAX	101,80	204,59
1 / MIN	-26,31	0,10
2 / MAX	119,09	206,12
2 / MIN	-27,00	0,73
3 / MAX	155,85	295,88
3 / MIN	-36,24	0,19
4 / MAX	194,75	402,21
4 / MIN	-48,39	0,18
5 / MAX	230,90	524,59
5 / MIN	-63,99	-0,94
6 / MAX	220,19	539,01
6 / MIN	-68,42	-0,63
7 / MAX	190,88	495,50
7 / MIN	-65,59	1,55
8 / MAX	205,74	560,19
8 / MIN	-75,85	-0,04
9 / MAX	218,20	620,04
9 / MIN	-86,95	-2,80



ROBOT v 19.0.4

Author: UGJ

Address: COWI

© RoboBAT 1996-2006

File: stfladscenterfejærøst.rtd

Project: stfladscenterfejærøst

Bar	FZ (kN)	MY (kNm)
10 / MAX	172,05	503,84
10 / MIN	-73,85	-1,94
11 / MAX	124,77	382,19
11 / MIN	-57,92	3,71
12 / MAX	124,72	385,47
12 / MIN	-60,41	0,31
13 / MAX	127,85	400,10
13 / MIN	-63,00	-0,04
14 / MAX	127,35	413,15
14 / MIN	-67,00	-0,16
15 / MAX	128,60	425,04
15 / MIN	-69,45	-0,07
16 / MAX	127,50	436,15
16 / MIN	-73,62	-0,11
17 / MAX	128,63	447,60
17 / MIN	-76,12	-0,12
18 / MAX	127,38	456,76
18 / MIN	-80,49	-0,08
19 / MAX	127,82	466,30
19 / MIN	-83,50	-0,05
20 / MAX	128,13	474,74
20 / MIN	-86,50	-0,10
21 / MAX	126,80	481,10
21 / MIN	-91,21	-0,13
22 / MAX	127,62	488,57
22 / MIN	-93,58	-0,08
23 / MAX	126,97	493,71
23 / MIN	-97,96	-0,07
24 / MAX	123,58	498,51
24 / MIN	-101,77	-0,07
25 / MAX	119,87	502,03
25 / MIN	-105,51	-0,06



ROBOT v 19.0.4

Author: UGJ

Address: COWI

© RoboBAT 1996-2006

File: stfladscenterlejerøst.rtd

Project: stfladscenterlejerøst

Bar	FZ (kN)	MY (kNm)
26 / MAX	116,15	503,27
26 / MIN	-109,25	-0,06
27 / MAX	112,44	504,13
27 / MIN	-113,00	-0,07
28 / MAX	108,69	503,30
28 / MIN	-116,71	-0,06
29 / MAX	104,96	500,78
29 / MIN	-120,43	-0,06
30 / MAX	101,23	497,55
30 / MIN	-124,15	-0,07
31 / MAX	97,46	492,43
31 / MIN	-127,85	-0,09
32 / MAX	92,97	485,89
32 / MIN	-128,80	-0,06
33 / MAX	90,62	478,67
33 / MIN	-128,24	-0,14
34 / MAX	85,93	471,54
34 / MIN	-129,59	-0,10
35 / MAX	83,39	462,47
35 / MIN	-128,81	-0,12
36 / MAX	78,90	453,39
36 / MIN	-130,04	-0,09
37 / MAX	76,38	442,21
37 / MIN	-129,13	-0,12
38 / MAX	72,11	431,31
38 / MIN	-130,22	-0,08
39 / MAX	69,59	418,99
39 / MIN	-129,04	-0,14
40 / MAX	65,52	406,34
40 / MIN	-129,36	-0,03
41 / MAX	62,73	393,38
41 / MIN	-126,94	-0,01



Bar	FZ (kN)	MY (kNm)
42 / MAX	59,97	379,30
42 / MIN	-123,97	-0,11
43 / MAX	56,26	364,88
43 / MIN	-122,67	-0,01
44 / MAX	53,97	351,14
44 / MIN	-118,98	-0,12
45 / MAX	50,55	336,03
45 / MIN	-117,49	-0,00
46 / MAX	48,40	321,65
46 / MIN	-113,61	-0,10
47 / MAX	45,24	306,43
47 / MIN	-111,91	-0,03
48 / MAX	43,11	291,46
48 / MIN	-107,55	0,11
49 / MAX	40,41	280,07
49 / MIN	-105,22	2,81
50 / MAX	50,84	367,50
50 / MIN	-145,50	-2,04
51 / MAX	57,34	435,24
51 / MIN	-181,17	-2,39
52 / MAX	49,08	379,02
52 / MIN	-166,36	-0,04
53 / MAX	41,41	321,43
53 / MIN	-149,10	0,89
54 / MAX	41,49	330,92
54 / MIN	-162,04	-0,42
55 / MAX	36,62	297,78
55 / MIN	-153,32	-0,36
56 / MAX	27,12	205,82
56 / MIN	-116,16	0,27
57 / MAX	20,78	138,94
57 / MIN	-89,10	0,29



Bar	FZ (kN)	MY (kNm)
58 / MAX	17,76	103,80
58 / MIN	-68,65	0,26

Bilag 2 - Beregning af Overgangskonstruktion og Tårn

Profil	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t (mm)	r (mm)	A (mm ²)	Ash (mm ²)	Wei*10E2 (mm ³)	Wpl*10E3 (mm ³)
HE140B	140	140	7	12	12	4300	1019	216	246
HE160B	160	160	8	13	15	5430	1331	311	354
HE180B	180	180	8,5	14	15	6630	1591	426	482
HE200B	200	200	9	15	18	7810	1872	570	642
HE200B* (+5mm krop)	200	200	9	15	18	8660	2722	594	678
HE220B	220	220	9,5	16	18	9100	2174	736	828
HE240B	240	240	10	17	21	10600	2496	938	1054
HE260B	260	260	10	17,5	24	11800	2704	1150	1282
HE260B* (+5mm krop)	260	260	10	17,5	24	12925	3829	1192	1345
HE280B	280	280	10,5	18	24	13100	3058	1380	1534
HE300B	300	300	11	19	27	14900	3432	1680	1868

Tabel med anvendte HEB-profiler

Tårn beregninger regningsmæssig		Lille tårn		Stort tårn	
		Hj.jern	Diagonal	Hj.jern	Diagonal
Stålkvalitet	S355	355	355	355	355
ym (1,17*1,1*1,2)		1,54	1,54	1,54	1,54
Sidelinie	(mm)	750	750	950	950
Faghøjde diagonal	(mm)	655	655	715	715
Rør - Ø	(mm)	76,1	42,4	88,9	42,4
Godstykkelse - t	(mm)	5	4	6,3	4
Beregning foretages efter DS 412 p 44					
Søjtelængde - ls	(mm)	1310	896	1430	1089
Tværsnitsareal - A	(mm ²)	1117	483	1635	483
Inertimoment - I	(mm ⁴)	709220	89908	1402361	89908
Inertiradius - i	(mm)	25,2	13,6	29,3	13,6
Materiale parameter - ε		0,81	0,81	0,81	0,81
Rel. Slankhedsforhold λ		0,71	0,90	0,67	1,10
Imperfektion - α		0,34	0,34	0,34	0,34
Φ		0,84	1,03	0,81	1,25
Søjlereduktionsfaktor - X		0,78	0,66	0,80	0,54
Bæreevne af element - F	(kN)	199	73	301	60
Bæreevne af tårn - 4F	(kN)	796	NA	1202	NA

Regningsmæssig beregning af bæreevnen for gule tårne

Linie 4/3, max værdier valgt	I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A	
Tårntype	PAL	stort	stort	stort	lille	lille	lille	PAL	
Sidelinie i tårn	(m)	0,85	0,95	0,95	0,95	0,75	0,75	0,85	
Lastkombination:	Regningsmæssig eftervisning								
Max last på 1. donkraft	(kN)	500	850	984	696	564	489	289	66
Tilh. last på 2. donkraft	(kN)	NA	690	684	646	522	443	202	NA
Beregnet excentricitet	(m)	NA	0,05	0,09	0,02	0,01	0,02	0,07	NA
Excentricitet på åg - Eåg	(m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ym (1,17*1,1*1,2)		1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54	1,54

Beregning af fordelingsbjælker - Regningsmæssig eftervisning										
Fordelingsbjælke		HE140B	NA	HE240B	HE260B	HE180B	NA	NA	HE140B	
åg		HE140B	HE240B	HE260B*	HE260B*	HE240B	HE200B*	HE160B	HE140B	
Flydespænding	(N/mm ²)	235	225	225	225	235	235	235	235	
Antal donkræfte		1	2	3	3	3	2	2	1	
Ash (DS 412)	(mm ²)	1019		2496	2704	1591			1019	
Max last på ydre donkraft	(kN)	500	850	984	696	564	489	289	66	
Beregning af Bjælke - tværsnit midt på bjælken (DS 412 p 43)										
M	(kNm)	106	NA	Midterste donkraft er inaktiv				NA	NA	14
Q	(kN)	250	NA	Midterste donkraft er inaktiv				NA	NA	33
σ _{el}	(N/mm ²)	492	NA	Midterste donkraft er inaktiv				NA	NA	65
τ	(N/mm ²)	245	NA	Midterste donkraft er inaktiv				NA	NA	32
σ _m	(N/mm ²)	650	NA	Midterste donkraft er inaktiv				NA	NA	86
URmises		4,27	NA	Midterste donkraft er inaktiv				NA	NA	0,56
α		0,13	NA	Midterste donkraft er inaktiv				NA	NA	0,13
v		2,79	NA	Midterste donkraft er inaktiv				NA	NA	0,37
ρ		21,02	NA	Midterste donkraft er inaktiv				NA	NA	0,07
Midte - UR moment & forskydning		5,48	NA	Midterste donkraft er inaktiv				NA	NA	0,38
Beregning af Bjælke - tværsnit ved understøtning på åg (DS412 p 37, p 51)										
Foldning af kropplade										
Pladefelt bxb	(mm)	116	NA	206	225	152	NA	NA	116	
Pladetykkelse	(mm)	7	NA	10	10	9	NA	NA	7	
b/t		17	NA	21	23	18	NA	NA	17	
ρ		1,00	NA	1,00	1,00	1,00	NA	NA	1,00	
σ _{b,d} = f _{yd} *ρ	(N/mm ²)	152	NA	146	146	152	NA	NA	152	
Ende, tværlast på kropplade - indtrykning										
Fordelingslængde ss	(mm)	23	NA	41	45	30	NA	NA	23	
Kap.tværlast - R1	(kN)	185	NA	369	371	271	NA	NA	185	
Kap. extra plade - R2	(kN)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	
Tot. kapacitet tværlast - Rs	(kN)	185	NA	NA	NA	NA	NA	NA	185	
UR - Komb. Ms & Fs		3,69	NA	NA	NA	NA	NA	NA	0,49	
Midt/ende, tværlast på kropplade - flydning/brud i halssnit										
Beff i krop i halssnit-elast	(mm)	93	NA	169	176	127	NA	NA	93	
Beff i krop i halssnit-plast.	(mm)	206	NA	326	344	274	NA	NA	206	
Kapacitet halssnit-elastisk	(kN)	99	NA	246	257	164	NA	NA	99	
Kapacitet halssnit-plastisk	(kN)	220	NA	475	501	354	NA	NA	220	
Midt/ende - UR halssnit - elastisk		5,04	NA	3,99	2,71	3,44	NA	NA	0,67	
Midt/ende - UR halssnit - plastisk		3,69	NA	2,67	1,88	2,08	NA	NA	0,49	

Beregning af åg - Regningsmæssig eftervisning									
Åg		HE140B	HE240B	HE260B*	HE260B ⁺	HE240B	HE200B*	HE160B	HE140B
Flydespænding	(N/mm ²)	235	225	225	225	225	235	235	235
Wypi	(mm ²)	246	1054	1345	1345	1054	678	354	246
Ash (DS 412)	(mm ²)	1019	2496	3829	3829	2496	2722	1331	1019
Last på åg	(kN)	250	850	984	696	564	489	289	33
Excentricitet - Eåg	(m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Beregning af åg - tværsnit midt på åget (DS 412 p 43)									
M	(kNm)	53	202	234	165	106	92	54	7
Q	(kN)	125	425	492	348	282	245	145	17
σel	(N/mm ²)	246	215	196	139	113	154	174	32
τ	(N/mm ²)	123	170	128	91	113	90	109	16
σm	(N/mm ²)	325	365	297	210	226	219	256	43
URmises		2,14	2,51	2,04	1,44	1,55	1,44	1,68	0,28
α		0,13	0,14	0,18	0,18	0,14	0,18	0,14	0,13
v		1,40	2,02	1,53	1,08	1,34	1,02	1,24	0,18
ρ		3,21	9,29	4,22	1,35	2,84	1,09	2,16	0,40
Midte - UR moment & forsk.		1,82	2,59	1,95	1,09	1,08	1,09	1,30	0,24
Foldning af kropplade (DS412 p37)									
Pladefelt bxb	(mm)	116	206	225	225	206	170	134	116
Pladetykkelse	(mm)	7	10	10	10	10	9	8	7
b/t		17	21	23	23	21	19	17	17
ρ		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
σb,d = fyd*ρ	(N/mm ²)	152	146	146	146	146	152	152	152
ekstra krop, tykkelse	(mm)	NA	NA	5	5	NA	5	NA	NA
b/t		NA	NA	45	45	NA	34	NA	NA
ρ		NA	NA	0,91	0,91	NA	1,00	NA	NA
σb,d = fyd*ρ	(N/mm ²)	NA	NA	133	133	NA	152	NA	NA
σb,d - vægtet middel	(N/mm ²)	152	146	141	141	146	152	152	152
Beregning af åg - tværsnit midt på åget (DS412 p 37, p 51)									
Tværlast på kropplade - indtrykning									
Fordelingslængde ss	(mm)	23	41	45	45	41	34	27	23
Kap. tværlast - R1	(kN)	185	369	371	371	369	304	239	185
Kap. extra plade - R2	(kN)			108	108		110		
Tot. kapacitet tværlast - Rs	(kN)	185	369	479	479	369	414	239	185
UR - Komb. Ms & Fs		1,85	2,41	2,16	1,53	1,48	1,38	1,48	0,24
Tværlast på kropplade - flydning/brud i halssnit									
Beff i krop i halssnit-elast	(mm)	93	234	149	149	132	230	228	93
Beff i krop i halssnit-plast.	(mm)	206	285	326	326	294	275	270	206
Kapacitet halssnit-elastisk	(kN)	99	341	316	316	192	490	278	99
Kapacitet halssnit-plastisk	(kN)	220	415	692	692	429	586	329	220
UR halssnit - elastisk		2,52	2,49	3,11	2,20	2,94	1,38	1,48	0,33
UR halssnit - elast/plast		1,85	2,41	2,16	1,53	1,53	1,38	1,48	0,24

Beregning af tårn - Regningsmæssig eftervisning									
Linie 4/3		I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Tårntype		PAL	stor	stor	stor	lille	lille	lille	PAL
Sidelinie i tårn	(m)	0,85	0,95	0,95	0,95	0,75	0,75	0,75	0,85
Max last på 1. donkraft	(kN)	500	850	984	696	564	489	289	66
Tilh. last på 2. donkraft	(kN)	NA	690	684	646	522	443	202	NA
Beregnet excentricitet	(m)	NA	0,05	0,09	0,02	0,01	0,02	0,07	NA
Excentricitet på åg - Eåg	(m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Max kraft i hj. jern	(kN)	125	425	492	348	282	245	145	17
Kapacitet af tårn, Exc=0	(kN)	200	1202	1202	1202	796	796	796	200
Kapacitet af hj. jern	(kN)	50	301	301	301	199	199	199	50
UR hjørnejern		2,50	1,41	1,64	1,16	1,42	1,23	0,73	0,33

Summationsskema - Linie 4/3									
		I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Max last på ydre donkraft	(kN)	500	850	984	696	564	489	289	66
UR donkraft		1,00	1,70	1,97	1,39	1,13	0,98	0,58	0,13
Fordelingsbjælker - ULS		HE140B	NA	HE240B	HE260B	HE180B	NA	NA	HE140B
Midte - UR moment & forskydning		5,48	NA	NA	NA	NA	NA	NA	0,38
Midt/ende - UR halssnit elastisk		5,04	NA	3,99	2,71	3,44	NA	NA	0,67
Midt/ende - UR halssnit plastisk		3,69	NA	2,67	1,88	2,08	NA	NA	0,49
Åg - ULS		HE140B	HE240B	HE260B*	HE260B*	HE240B	HE200B*	HE160B	HE140B
Max. Last på åg	(kN)	250	850	984	696	564	489	289	33
Midte - UR moment & forskydning		1,82	2,59	1,95	1,09	1,08	1,09	1,30	0,24
Midte - UR halssnit elastisk		2,52	2,49	3,11	2,20	2,94	1,38	1,48	0,33
Midte - UR halssnit plastisk		1,85	2,41	2,16	1,53	1,53	1,38	1,48	0,24
Tårne - ULS		PAL	Stort	Stort	Stort	Lille	Lille	Lille	PAL
Max last på tårn	(kN)	500	1540	1668	1342	1086	932	491	66
Excentricitet	(m)	NA	0,05	0,09	0,02	0,01	0,02	0,07	NA
Excentricitet åg	(m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
UR		2,50	1,41	1,64	1,16	1,42	1,23	0,73	0,33

Regningsmæssig eftervisning

*: Bjælker har ekstra 5 mm kropplade indsvejst

Profil	h (mm)	b (mm)	d (mm)	t (mm)	r (mm)	A (mm ²)	Ash (mm ²)	W _{el} *10E2 (mm ³)	W _{pl} *10E3 (mm ³)
HE140B	140	140	7	12	12	4300	1019	216	246
HE160B	160	160	8	13	15	5430	1331	311	354
HE180B	180	180	8,5	14	15	6530	1591	426	482
HE200B	200	200	9	15	18	7810	1872	570	642
HE200B* (+5mm krop)	200	200	9	15	18	8660	2722	594	678
HE220B	220	220	9,5	16	18	9100	2174	736	828
HE240B	240	240	10	17	21	10600	2496	938	1054
HE260B	260	260	10	17,5	24	11800	2704	1150	1282
HE260B* (+5mm krop)	260	260	10	17,5	24	12925	3829	1192	1345
HE280B	280	280	10,5	18	24	13100	3058	1380	1534
HE300B	300	300	11	19	27	14900	3432	1680	1868

Tabel med anvendte HEB-profiler

Tårn beregninger karakteristisk		Lille tårn		Stort tårn	
		Hj.jern	Diagonal	Hj.jern	Diagonal
Stålkvalitet	S355	355	355	355	355
γ _m		1,00	1,00	1,00	1,00
Sidelinie	(mm)	750	750	950	950
Faghøjde diagonaler	(mm)	655	655	715	715
Rør - Ø	(mm)	76,1	42,4	88,9	42,4
Godstykkelse - t	(mm)	5	4	6,3	4
Beregning foretager efter DS 412 p 44					
Søjlelængde - l _s	(mm)	1310	896	1430	1089
Tværsnitsareal - A	(mm ²)	1117	483	1635	483
Inertimoment - I	(mm ⁴)	709220	89908	1402361	89908
Inertiradius - i	(mm)	25,2	13,6	29,3	13,6
Materiale parameter - ε		0,81	0,81	0,81	0,81
Rel. Slankhedsforhold λ		0,71	0,90	0,67	1,10
Imperfektion - α		0,34	0,34	0,34	0,34
φ		0,84	1,03	0,81	1,25
Søjlereduktionsfaktor - X		0,78	0,66	0,80	0,54
Bæreevne af element - F	(kN)	307	113	464	92
Bæreevne af tårn - 4F	(kN)	1230	NA	1856	NA

Karakteristisk beregning af bæreevnen for gule tårne

Linie 4/3, max værdier valgt	I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A	
Tårntype	PAL	stort	stort	stort	lille	lille	lille	PAL	
Sidelinie i tårn	(m)	0,85	0,95	0,95	0,95	0,75	0,75	0,85	
Lastkombination:	Karakteristisk eftervisning								
Max last på 1. donkraft	(kN)	412	668	770	405	343	377	231	60
Tilh. last på 2. donkraft	(kN)	NA	550	532	404	335	330	165	NA
Beregnet excentricitet	(m)	NA	0,05	0,09	0,00	0,00	0,02	0,06	NA
Excentricitet på åg - E _{åg}	(m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
γ _m		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Beregning af fordelingsbjælker - Karakteristisk eftervisning									
Fordelingsbjælke åg		HE140B	NA	HE240B	HE260B	HE180B	NA	NA	HE140B
Flydespænding	(N/mm ²)	235	225	225	225	235	235	235	235
Antal donkræfte		1	2	3	3	3	2	2	1
Ash (DS 412)	(mm ²)	1019		2496	2704	1591			1019
Max last på ydre donkraft	(kN)	412	668	770	405	343	377	231	60
Beregning af Bjælke - tværsnit midt på bjælken (DS 412 p 43)									
M	(kNm)	88	NA	Midterste donkraft er inaktiv			NA	NA	13
Q	(kN)	206	NA	Midterste donkraft er inaktiv			NA	NA	30
σ _{el}	(N/mm ²)	405	NA	Midterste donkraft er inaktiv			NA	NA	59
τ	(N/mm ²)	202	NA	Midterste donkraft er inaktiv			NA	NA	29
σ _m	(N/mm ²)	536	NA	Midterste donkraft er inaktiv			NA	NA	78
URmises		2,28	NA	Midterste donkraft er inaktiv			NA	NA	0,33
α		0,13	NA	Midterste donkraft er inaktiv			NA	NA	0,13
v		1,49	NA	Midterste donkraft er inaktiv			NA	NA	0,22
ρ		3,92	NA	Midterste donkraft er inaktiv			NA	NA	0,32
Midte - UR moment & forskydning		2,01	NA	Midterste donkraft er inaktiv			NA	NA	0,28
Beregning af Bjælke - tværsnit ved understøtning på åg (DS412 p 37, p 51)									
Foldning af kropplade									
Pladefelt bxb	(mm)	116	NA	206	225	152	NA	NA	116
Pladetykkelse	(mm)	7	NA	10	10	9	NA	NA	7
b/t		17	NA	21	23	18	NA	NA	17
ρ		1,00	NA	1,00	1,00	1,00	NA	NA	1,00
σ _{b,d} = f _{yd} *ρ	(N/mm ²)	235	NA	225	225	235	NA	NA	235
Ende, tværlast på kropplade - indtrykning									
Fordelingslængde ss	(mm)	23	NA	41	45	30	NA	NA	23
Kap.tværlast - R1	(kN)	286	NA	569	573	418	NA	NA	286
Kap. extra plade - R2	(kN)	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA	NA
Tot. kapacitet tværlast - Rs	(kN)	286	NA	NA	NA	NA	NA	NA	286
UR - Komb. Ms & Fs		1,97	NA	NA	NA	NA	NA	NA	0,29
Midt/ende, tværlast på kropplade - flydning/brud i halssnit									
B _{eff} i krop i halssnit-elast	(mm)	93	NA	169	176	127	NA	NA	93
B _{eff} i krop i halssnit-plast	(mm)	206	NA	326	344	274	NA	NA	206
Kapacitet halssnit-elastisk	(kN)	153	NA	381	396	253	NA	NA	153
Kapacitet halssnit-plastisk	(kN)	339	NA	734	773	547	NA	NA	339
Midt/ende - UR halssnit - elastisk		2,69	NA	2,02	1,02	1,36	NA	NA	0,39
Midt/ende - UR halssnit - plastisk		1,97	NA	1,35	0,71	0,82	NA	NA	0,29

Beregning af åg - Karakteristisk eftervisning									
Åg		HE140B	HE240B	HE260B*	HE260B*	HE240B	HE200B*	HE160B	HE140B
Flydespænding	(N/mm ²)	235	225	225	225	225	235	235	235
Wypf	(mm ²)	246	1054	1345	1345	1054	678	354	246
Ash (DS 412)	(mm ²)	1019	2496	3829	3829	2496	2722	1331	1019
Last på åg	(kN)	206	668	770	405	343	377	231	30
Excentricitet - Eåg	(m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Beregning af åg - tværsnit midt på åget (DS 412 p 43)									
M	(kNm)	44	159	183	96	64	71	43	6
Q	(kN)	103	334	385	203	172	189	116	15
σ _{el}	(N/mm ²)	203	169	153	81	69	119	139	30
τ	(N/mm ²)	101	134	101	53	69	69	87	15
σ _m	(N/mm ²)	268	287	232	122	137	169	205	39
UR _{mises}		1,14	1,28	1,03	0,54	0,61	0,72	0,87	0,17
α		0,13	0,14	0,18	0,18	0,14	0,18	0,14	0,13
v		0,74	1,03	0,77	0,41	0,53	0,51	0,64	0,11
ρ		0,24	1,12	0,30	0,03	0,00	0,00	0,08	0,61
Midte - UR moment & forsk.		0,79	0,82	0,66	0,32	0,27	0,44	0,53	0,19
Foldning af kropplade (DS412 p37)									
Pladefelt bxb		116	206	225	225	206	170	134	116
Pladetykkelse	(mm)	7	10	10	10	10	9	8	7
b/t		17	21	23	23	21	19	17	17
ρ		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
σ _{b,d} = f _{yd} *ρ	(N/mm ²)	235	225	225	225	225	235	235	235
ekstra krop, tykkelse	(mm)	NA	NA	5	5	NA	5	NA	NA
b/t		NA	NA	45	45	NA	34	NA	NA
ρ		NA	NA	0,91	0,91	NA	1,00	NA	NA
σ _{b,d} = f _{yd} *ρ	(N/mm ²)	NA	NA	205	205	NA	235	NA	NA
σ _{b,d} - vægtet middel	(N/mm ²)	235	225	218	218	225	235	235	235
Beregning af åg - tværsnit midt på åget (DS412 p 37, p 51)									
Tværlast på kropplade - indtrykning									
Forlingslængde ss	(mm)	23	41	45	45	41	34	27	23
Kap.tværlast - R1	(kN)	286	569	573	573	569	470	370	286
Kap. extra plade - R2	(kN)			168	168		170		
Tot. kapacitet tværlast - Rs	(kN)	286	569	740	740	569	639	370	286
UR - Komb. Ms & Fs		0,99	1,23	1,10	0,58	0,58	0,69	0,76	0,14
Tværlast på kropplade - flydning/brud i halssnit									
Beff i krop i halssnit-elast	(mm)	93	234	149	149	132	230	228	93
Beff i krop i halssnit-plast.	(mm)	206	285	326	326	294	275	270	206
Kapacitet halssnit-elastisk	(kN)	153	527	488	488	296	757	429	153
Kapacitet halssnit-plastisk	(kN)	339	641	1069	1069	662	905	508	339
UR halssnit - elastisk		1,35	1,27	1,58	0,83	1,16	0,69	0,76	0,20
UR halssnit - elast/plast		0,99	1,23	1,10	0,58	0,60	0,69	0,76	0,14

Beregning af tårn - Karakteristisk eftervisning									
Linie 4/3		I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Tårntype		PAL	stor	stor	stor	lille	lille	lille	PAL
Sidelinie i tårn	(m)	0,85	0,95	0,95	0,95	0,75	0,75	0,75	0,85
Max last på 1. donkraft	(kN)	412	668	770	405	343	377	231	60
Tilh. last på 2. donkraft	(kN)	NA	550	532	404	335	330	165	NA
Beregnet excentricitet	(m)	NA	0,05	0,09	0,00	0,00	0,02	0,06	NA
Excentricitet på åg - Eåg	(m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
Max kraft i hj. jern	(kN)	103	334	385	203	172	189	116	15
Kapacitet af tårn, Exc=0	(kN)	308	1856	1856	1856	1230	1230	1230	308
Kapacitet af hj. jern	(kN)	77	464	464	464	307	307	307	77
UR hjørnejern		1,34	0,72	0,83	0,44	0,56	0,61	0,38	0,19

Summationsskema - Linie 4/3									
		I/H	J/G	K/F	L/E	M/D	N/C	O/B	P/A
Max last på ydre donkraft	(kN)	412	668	770	405	343	377	231	60
UR donkraft		0,82	1,34	1,54	0,81	0,69	0,75	0,46	0,12
Fordelingsbjælker - SLS		HE140B	NA	HE240B	HE260B	HE180B	NA	NA	HE140B
Midte - UR moment & forskydning		2,01	NA	NA	NA	NA	NA	NA	0,26
Midt/ende - UR halssnit elastisk		2,69	NA	2,02	1,02	1,36	NA	NA	0,39
Midt/ende - UR halssnit plastisk		1,97	NA	1,35	0,71	0,82	NA	NA	0,29
Åg - SLS		HE140B	HE240B	HE260B*	HE260B*	HE240B	HE200B*	HE160B	HE140B
Max. Last på åg	(kN)	206	668	770	405	343	377	231	30
Midte - UR moment & forskydning		0,79	0,82	0,66	0,32	0,27	0,44	0,53	0,19
Midte - UR halssnit elastisk		1,35	1,27	1,58	0,83	1,16	0,69	0,76	0,20
Midte - UR halssnit plastisk		0,99	1,23	1,10	0,58	0,60	0,69	0,76	0,14
Tårne - SLS		PAL	Stort	Stort	Stort	Lille	Lille	Lille	PAL
Max last på tårn	(kN)	412	1218	1302	809	678	707	396	60
Excentricitet	(m)	NA	0,05	0,09	0,00	0,00	0,02	0,06	NA
Excentricitet åg	(m)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
UR		1,34	0,72	0,83	0,44	0,56	0,61	0,38	0,19

Karakteristisk eftervisning

*: Bjælker har ekstra 5 mm kropplade lindsvejst