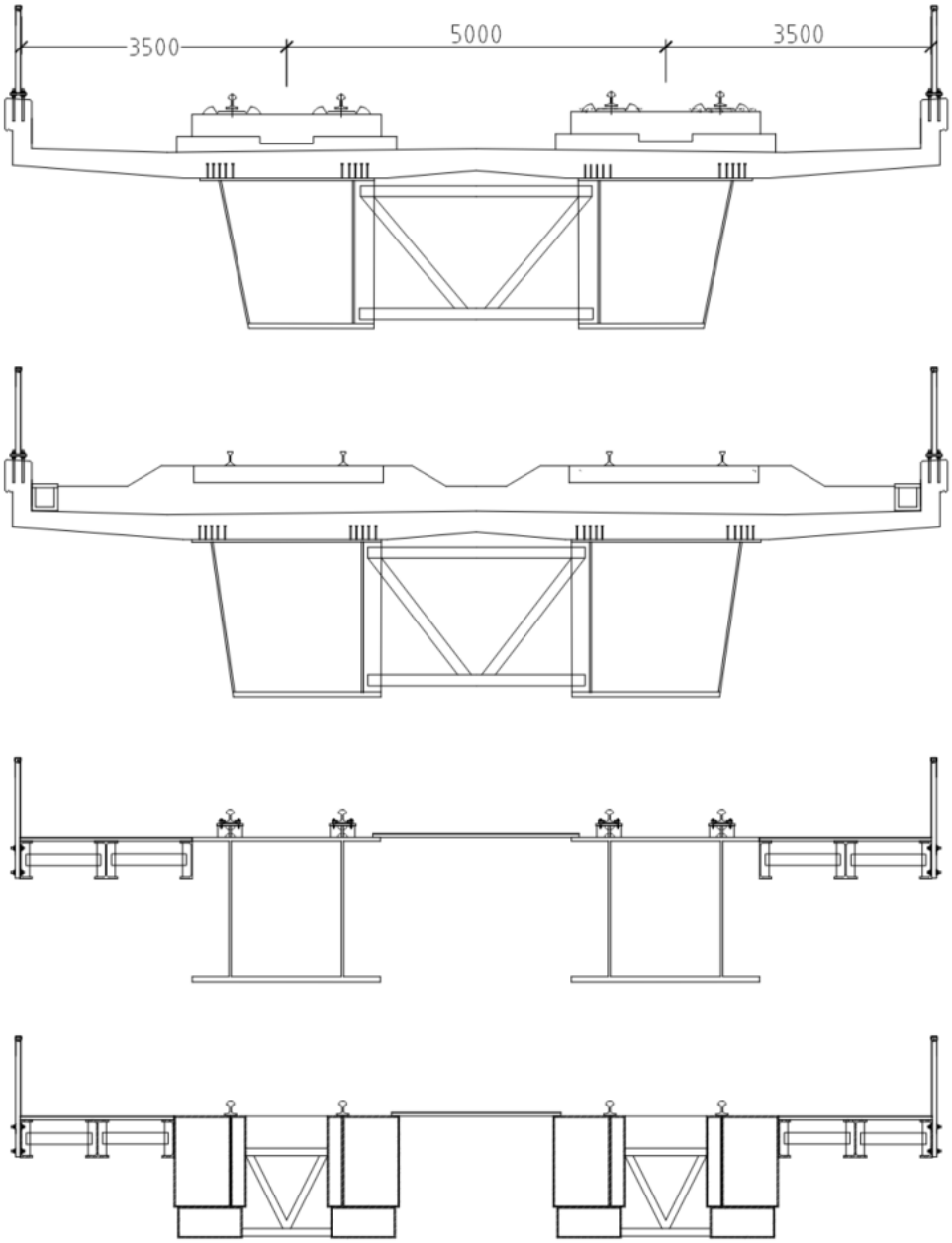
SBUF

SKANSKA

ID: 14168

LANDBROAR I STÅL FÖR JÄRNVÄG



Karl Lundstedt och Jan Olsson

2023-11-01

SBUF stödjer
forskning & utveckling
som leder till
praktisk handling

FÖRORD

Projektet påbörjades i mars 2023 och har slutförts under augusti 2023.

Projektet har genomförts av följande personer på Skanska Teknik:

- Karl Lundstedt, projektansvarig och skrivit rapport
- Jan Olsson, beräkningar samt skrivit rapport
- Viktor Hermansson, klimatkalkyler

Referensgrupp för projektet:

- Jan-Olov Aidanpää – Luleå universitet
- Fredrik Carlsson – Trafikverket
- Mohammad al-Emrani – Chalmers
- Marcus Glaas, Skanska Stora projekt, stålgruppen
- Ulf Håkansson – Skanska Stora projekt
- Martin Laninge – Peab
- Tobias Larsson – NCC
- John Leander – KTH
- Sten Lövgren – AMCCT
- Eva Petursson - SSAB

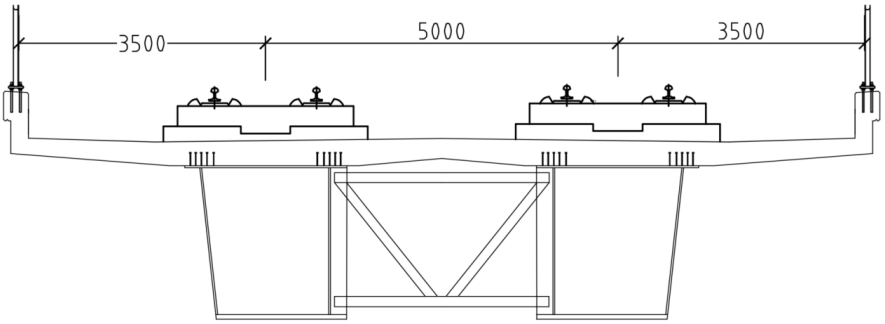
Projektet vill speciellt tacka alla ovanstående.

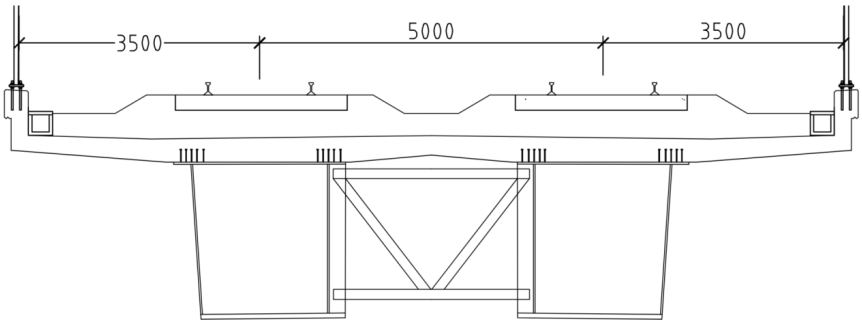
Önskar också ge ett varmt tack till SBUF som möjliggjort att projektet kunnat genomföras!

SAMMANFATTNING

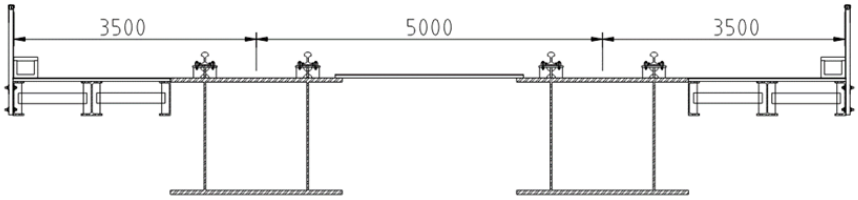
Följande brotyper har studerats i detta SBUF projekt:

- Brotyp 1 är en samverkansbro som består av två stållådor med en ovanliggande betongplatta och kantbalk i prefab. Spåruppbyggnaden med dubbelspår utgörs av direktinfästa räler alternativt ballasterat spår.

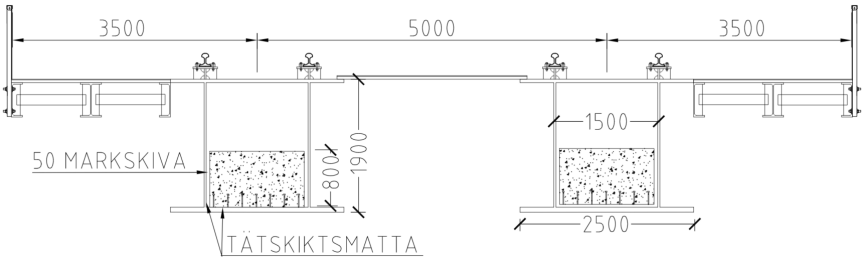




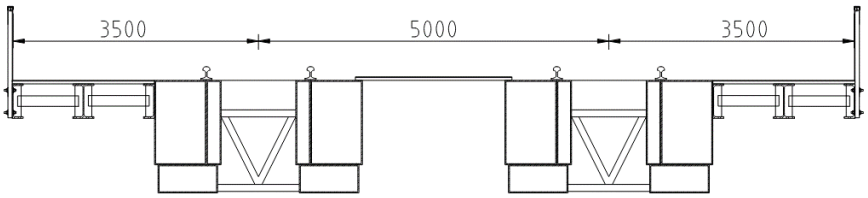
- Brotyp 2 är en stålbro som har en enkel uppbyggnad med två stållådor och direktinfäst spårsystem. Mellan huvudbalkarna monteras gallerdurk. Gångbanans balkar är separat upplagda på fundamentens sidor och belastar inte huvudbalkarna.



- Brotyp 2a har samma grunduppbyggnad som brotyp 2 men kompletteras med en betonggjutning i lådan.



- Brotyp 3 är en stålbro med fyra balkar där varje räl är direktinfäst mot en livplåt i balken. Mellan de innersta balkarna monteras gallerdurk. Gångbanans balkar är separat upplagda på fundamentens sidor och belastar inte huvudbalkarna.



Beräkningarna har utförts med finita elementmetoden och programvaran Brigade/Plus. För brotyp 1 består modellen av två balkelement som kombinerar stålet och betongens styvhet till ett samverkanstvärsnitt. Prefabplattan modelleras med skalelement med styvhet enbart i brons tvärledsriktning. Brotyp 2 är modellerad med ett enskilt balkelement och brotyp 3 med skalelelement i en 3D-modell.

FE-modellen analyseras för både dynamisk- och statisk last. Målet för den dynamiska beräkningen är att klara tåghastighet 350 km/h med direktinfästa räler eller 250 km/h för ballasterat spår (enbart brotyp 1). Den statiska beräkningen ska redovisa utnyttjandegrader i brottgräns och utmattning.

Spännvidderna är 30, 32 och 38 m för brotyp 1 och 16 m för brotyp 2, 2a och 3. Ståltvärsnitten har optimerats för sina respektive spännvidder.

Tvärsnitten har kontrollerats för statisk respons i brottgräns samt utmattning med följande utnyttjandegrad:

- Brotyp 1 har en utnyttjandegrad på mellan 50-60% för de tvärsnitt som är optimerade för tåghastigheter upp till 250 km/h. För 350 km/h är utnyttjandegraden 30-40%.
- Brotyp 2: 13-15%
- Brotyp 2a: 15-17%
- Brotyp 3: 30-35%

Den dynamiska responsen är kritisk för utformningen av tvärsnittet. Följande resultat har erhållits för respektive brotyp i dynamisk beräkning:

- Brotyp 1: Alla tvärsnitt klarar gränsvärdena i den dynamiska beräkningen. För att klara tåghastighet 350 km/h med direktinfäst räler så krävs ca 40% högre stålarea än för tåghastighet 250 km/h.
- Brotyp 2: Resultaten överskrider gränsvärdena då massan i bron är för låg.

- Brotyp 2a: Tvärsnittet klarar gränsvärdena för tåghastighet upp till 350 km/h.
- Brotyp 3: Resultaten överskrider gränsvärdena då massan i bron är för låg.

För brotyp 2 och 3 som inte uppfyller de dynamiska kraven bör montering av dämpare i bron utvärderas.

De dynamiska beräkningarna har utförts som fullständiga analyser med alla HSLM fordon. Det finns dock en möjlighet att direkt välja ut kritiska fordon genom användning av aggressivitetsfunktioner i SS-EN 1991-2, bilaga E. Denna metod beskrivs också i rapporten.

Slutsatser:

- Tvärsnitten för brotyp 1 med spännvidderna 30 och 32 m är det mest effektiva med hänsyn till både kostnad och klimatpåverkan i jämförelse med övriga brotyper.
- Skillnaden mellan direktinfästa räler och ballasterat spår för brotyp 1 är relativt liten med avseende på stålmängd och klimatpåverkan.
- Brotyp 2, 2a och 3 gynnas av en enkel spåruppbyggnad men kräver i gengäld en tätare placering av stödkonstruktionerna.

I diagrammet nedan redovisas stålvikt per meter bro för alla brotyper.

INNEHÅLL

1 INTRODUKTION 8

2 BROTYPER 9

2.1 TYP 1 - SAMVERKANSBRO MED LÅSTVÄRSNITT 9

2.1.1 Brodetaljer 10

2.2 TYP 2 – STÅLLÅDOR OCH SEPARATA GÅNGBANOR 10

2.2.1 Brodetaljer 10

2.3 TYP 3 – STÅLBALKAR OCH SEPARATA GÅNGBANOR 11

2.3.1 Brodetaljer 11

3 LASTER 12

3.1 LASTER FÖR STATISK BERÄKNING 12

3.1.1 Permanenta laster 12

3.1.1.1 Brotyp 1 12

3.1.1.2 Brotyp 2 och 3 12

3.1.2 Trafiklaster 12

3.1.3 Variabla laster 13

3.1.4 Utmattningslast 13

3.1.5 GC-last 13

3.1.6 Urspårningslast 13

3.1.7 Lastkombinering 14

3.2 LASTER I DYNAMISK BERÄKNING 14

3.2.1 Permanenta laster 14

3.2.1.1 Brotyp 1 14

3.2.1.2 Brotyp 2 och 3 14

3.2.2 Trafiklaster 14

4 FE-MODELL OCH TVÄRSNITTSDATA 16

4.1 BROTYP 1 16

4.1.1 FE-modell 16

4.1.2 Tvärsnitt 16

4.1.2.1 Tvärsnitt för spännvidd 30 m 17

4.1.2.2 Tvärsnitt för spännvidd 32 m 18

4.1.2.3 Tvärsnitt för spännvidd 38 m 19

4.1.3 Styvhet och material 20

4.1.3.1 Weathering steel (Cor-ten) – alternativ för broar? 20

4.1.4 Tvärsnittsdata 21

4.1.5 Klimatkalkyl 22

4.2 BROTYP 2 23

4.2.1 FE-modell 23

4.2.2 Tvärsnitt 23

4.2.3 Styvhet och material 24

4.2.4 Tvärsnittsdata 24

4.2.5 Klimatkalkyl 24

4.3 BROTYP 3 25

4.3.1 Översikt 25

4.3.2 Tvärsnitt 25

4.3.3 Styvhet och material 26

4.3.4 Tvärsnittsdata ... *26*
4.3.5 Klimatkalkyl ... *26*
4.4 DÄMPNING ... 27

5 BERÄKNINGSPROCEDUR ... 28

5.1 DYNAMISK BERÄKNING ... 28
5.1.1 Fullständig dynamisk beräkning – metod I ... *28*
5.1.2 Förenklad dynamisk beräkning – metod II ... *28*
5.1.3 Förenklad dynamisk beräkning – metod III ... *29*
5.2 STATISK BERÄKNING ... 30

6 RESULTAT ... 31

6.1 EGENFREKVENSER ... 31
6.2 FÖRSTORINGSFAKTORER ... 33
6.3 VERTIKAL ACCELERATION OCH ROTATION VID UPPLAG ... 34
6.3.1 Brotyp 1 ... *34*
6.3.2 Brotyp 2 ... *39*
6.3.3 Brotyp 3 ... *42*
6.4 VRIDNING ... 44
6.5 NEDBÖJNING ... 44
6.6 SNITTKRAFTER ... 45
6.6.1 Jämförelse mellan LM71 och HSLM ... *45*
6.6.2 Kontroll av utnyttjandegrader i brottgräns och utmattning ... *46*

7 KOSTNADSJÄMFÖRELSE ... 48

7.1 ASPEKTER PÅ BYGGANDE AV MÅNGA MIL BRO ... 49

8 KLIMATKALKYL ... 50

8.1 ANVÄNDNING AV GRÖNT STÅL ... 51

9 SLUTSATS ... 52

9.1 SLUTSATSER AV BERÄKNINGAR OCH KLIMATKALKYLER ... 52
9.1.1 Brotyp 1 ... *53*
9.1.2 Brotyp 2 ... *53*
9.1.3 Brotyp 2a ... *53*
9.1.4 Brotyp 3 ... *54*
9.2 FÖR- OCH NACKDELAR MED RESPEKTIVE BROTYP ... 54
9.2.1 Brotyp 1 ... *54*
9.2.2 Brotyp 2 ... *54*
9.2.3 Brotyp 2a ... *55*
9.2.4 Brotyp 3 ... *55*
9.3 FÖRSLAG PÅ UTÖKADE STUDIER ... 55
9.3.1 Brotyp 1 ... *55*
9.3.2 Brotyp 2 ... *55*
9.3.3 Brotyp 2a ... *56*
9.3.4 Brotyp 3 ... *56*
9.3.5 Installation av dämpare ... *56*

10 REFERENSER ... 58

Bilagor

Bilaga 1 **Tvärsnittsdata**

Bilaga 2 **Medverkande fänsbredd**

Bilaga 3 **Laster**

Bilaga 4 **Område för kontroll av acceleration**

Bilaga 5 **Brotyp 1: Fördjupat resultat av dynamisk beräkning**

Bilaga 6 **Brotyp 1: Förenklad dynamisk beräkning - metod II**

Bilaga 7 **Brotyp 1: Förenklad dynamisk beräkning - metod III**

Bilaga 8 **Brotyp 3: Statisk beräkning**

Bilaga 9 **Klimatkalkyl**

Bilaga 10 **Prefabplatta - exempel**

1 INTRODUKTION

När järnvägen byggs på landbroar i stället för i bank så kan underliggande mark frigöras. Det finns även stora möjligheter att bedriva entreprenaden på ett rationellt och kostnadseffektivt sätt.
I Kina byggs dessa landbroar storskaligt med förspända lådtvärsnitt i betong. Byggprocessen är fullt likvärdig med en industriell produktion, vilket beskrivs i SBUF rapport 13880 ”Höghastighetsjärnväg i Sverige”.

Landbroarna kan konstrueras som stål- eller samverkansbroar i ett eller flera fack. Denna rapport redogör för hur sådana broar kan utformas och koncentrerar sig på tre olika brotyper i ett fack:

- Brotyp 1: Samverkansbro med stållådor och ovanliggande betongplatta
- Brotyp 2: Stålbro med två balkar
- Brotyp 3: Stålbro med fyra balkar

Rapporten försöker besvara följande frågeställningar:

- Vilken är den maximala spännvidden för respektive brotyp?
- Uppfylls de dynamiska normkraven för broarna när det gäller acceleration mm?
- Kan konstruktionen klara både maxhastighet 250 och 350 km/h i broläget?
- Vilken utnyttjandegrad ger statisk beräkning i brottgräns och utmattning?
- Kan brons balkar transporteras på allmänna vägar eller krävs det att dessa lanseras via en etappvist utbyggd bro?
- Kan weathering stål (Cor-ten) användas som ett alternativt stålmaterial?

Begränsningar:

- Endast broar med ett fack studeras för att minimera totalvikten och underlätta transport och montering av brobalkarna. Stålbalkar i ett fack möjliggör ett industrialiserat byggande och snabb utbyggnad av flera mil järnväg, se även SBUF 13880 Höghastighetsjärnväg i Sverige.
- Spårsystem för direktinfästning samt spår- och brointeraktion behandlas bara översiktligt i rapporten. Vi hänvisar till SBUF rapport 13880 ”Höghastighetsjärnväg i Sverige”, kapitel 11 för mer detaljerad information.

SBUF 14168 landbroar i stål är en fortsättning på följande SBUF projekt:

- 13872 Dimensionering av grundläggning till höghastighetsbanor [8]
- 13880 Höghastighetsjärnväg i Sverige [9]

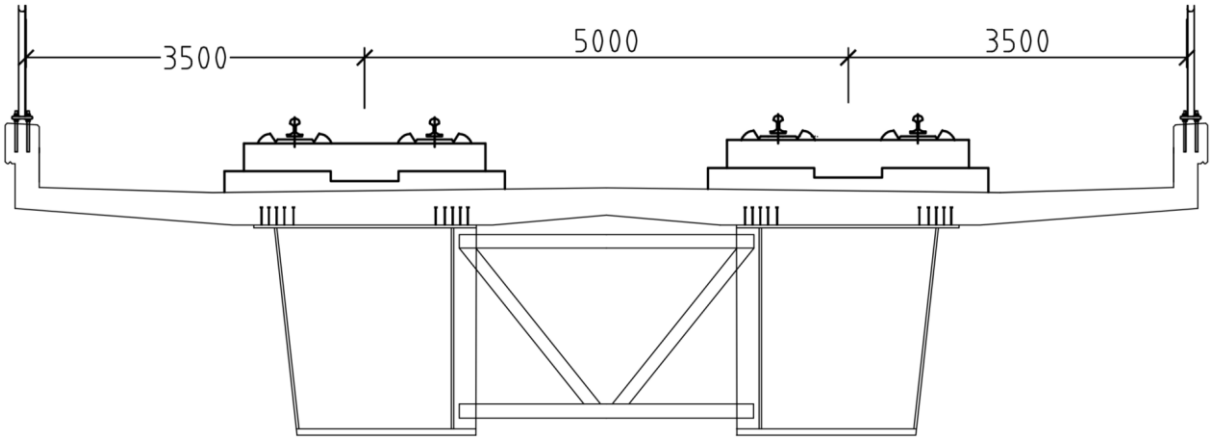
2 BROTYPER

2.1 Typ 1 - Samverkansbro med låstvärsnitt

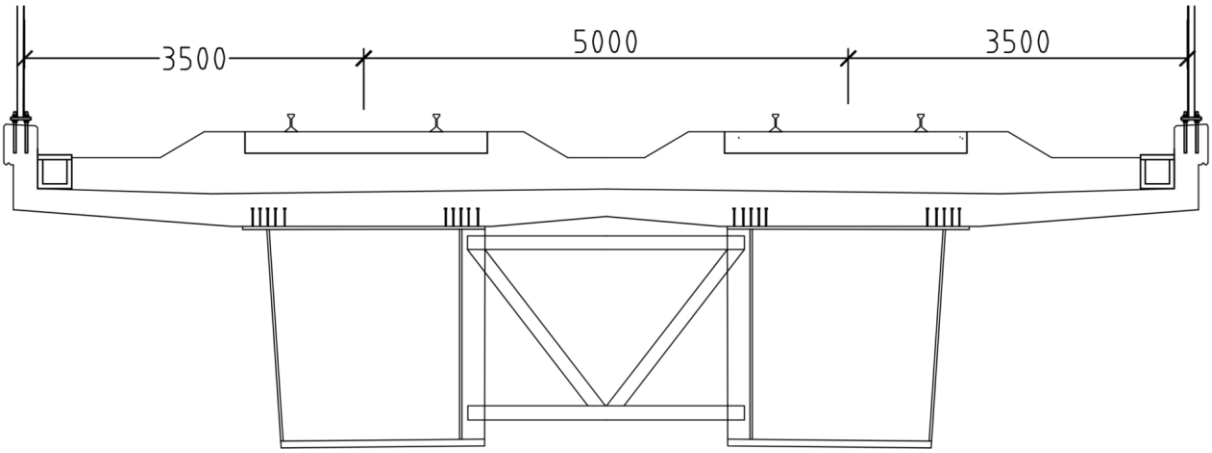
Brotyp 1 är en samverkansbro som består av två stållådor med en ovanliggande betongplatta och kantbalk i prefab. Spåruppbyggnaden med dubbelspår utgörs av direktinfästa räler enligt figur 2–1 alternativt ballasterat spår enligt figur 2-2.

Största tillåtna hastighet (STH) i broläget är antingen 250 eller 350 km/h för direktinfästa räler. För ballasterat spår gäller STH 250 km/h.

Prefabplattorna har hål för svetsbultar och hålen gjuts igen. För mer information om prefabelementen se kapitel 2.1.1 och bilaga 10.



Figur 2-1: Typ 1 med direktinfästa räler



Figur 2-2: Typ 1 med ballasterat spår

2.1.1 Brodetaljer

Prefabplattor: I bilaga 10 finns exempel på hur en prefabplatta kan utformas samt hur dessa kopplas ihop.

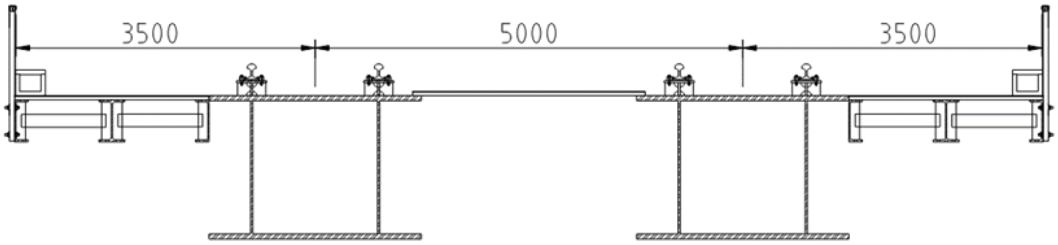
Akustik: Bullerskärmar bör monteras på bron i tätbebyggda områden.

Inspektion och underhåll: Det bör installeras en manlucka för framtida inspektion av korrosion, sprickor och andra skador. Lådornas invändiga ytor bör därför rostskyddsbehandlas.

2.2 Typ 2 – Stållådor och separata gångbanor

Brotyp 2 är en stålbro som har en enkel uppbyggnad med två stållådor och direktinfäst spårsystem enligt figur 2–3 nedan. Mellan huvudbalkarna monteras gallerdurk. Gångbanans balkar är separat upplagda på fundamentens sidor och belastar inte huvudbalkarna.

Största tillåtna hastighet (STH) i broläget är 350 km/h.



Figur 2-3: Typ 2

2.2.1 Brodetaljer

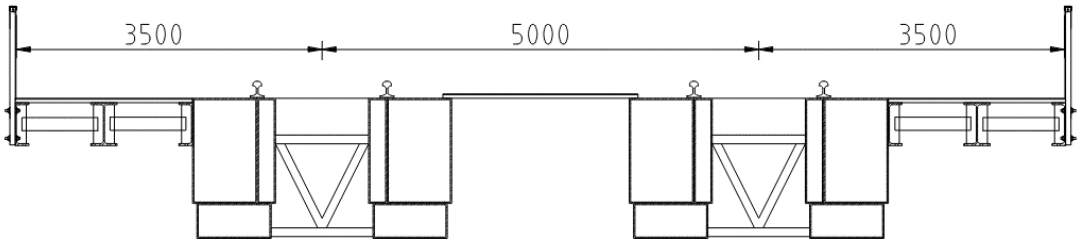
Akustik: Bullerskärmar bör monteras på bron i tätbebyggda områden. Det slutna utrymmet i balken kan eventuellt fyllas med polyuretanskum för bättre ljuddämpning.

Inspektion och underhåll: Se ovan för typ 1 men om betong gjuts inuti lådan kan det innebära begränsade inspektionsmöjligheter.

2.3 Typ 3 – Stålbalkar och separata gångbanor

Brotyp 3 är en stålbro med fyra balkar där varje räl är direktinfäst mot en livplåt i balken enligt figur 2–4 nedan. Mellan de innersta balkarna monteras gallerdurk. Gångbanans balkar är separat upplagda på fundamentens sidor och belastar inte huvudbalkarna.

Största tillåtna hastighet (STH) i broläget är 250 km/h.



Figur 2-4: Typ 3

2.3.1 Brodetaljer

<u>Akustik:</u> Bullerskärmar bör monteras på bron i tätbebyggda områden. De slutna utrymmena i balken fylls med polyuretanskum för bättre ljuddämpning.

<u>Inspektion och underhåll:</u> Det finns en begränsad möjlighet att inspektera lådorna invändigt. Lådornas invändiga ytor bör därför rostskyddsbehandlas.

3 LASTER

3.1 Laster för statisk beräkning

3.1.1 Permanenta laster

3.1.1.1 Brotyp 1

- Egentyngd av stål och betong i bro
- Egentyngd av direktinfäst spårsystem eller ballast

  Direktinfäst spårsystem:

  Tvärsnittsarea för betongdelar till spårsystem: 1.4 m^2/m/spår

  Egenvikt per spår: 2.5*1.4 + 2*0.06 (räler UIC60) = 3.7 ton/m/spår

  Ballast:

  Tvärsnittsarea ballast per spår/brohalva: 3.0 m^2/spår

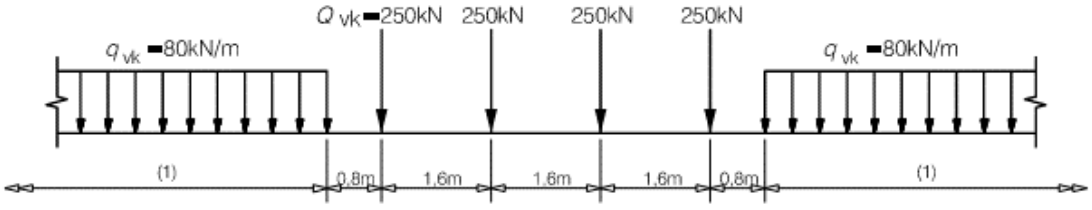
  Egenvikt för ballastdensitet 2000 kg/m^3: 2.0*3.0 + 2*0.06 = 6.1 ton/m/spår
- Krympning behöver ej beaktas då brobanan byggs upp med prefabplattor

3.1.1.2 Brotyp 2 och 3

- Egentyngd av stål i bro
- Egentyngd av räler: 2*0.06 (räler UIC60) = 0.12 ton/m/spår
- Egentyngd av gångbanebalkar: Gångbanebalkarna belastar ej de bärande huvudbalkarna. Dessa har separata upplag på fundamentens sidor.
- Egentyngd av gallerdurk mellan huvudbalkar: 1 kN/m

3.1.2 Trafiklaster

- LM71 enligt SS-EN 1991-2 6.3.2 samt Figur 3-1. α = 1,33 och dynamikfaktor Φ_2 enligt SS-EN 1991-2 6.4.5.2 (2a).



$$\Phi_2 = \frac{1{,}44}{\sqrt{L_\Phi} - 0{,}2} + 0{,}82 \qquad 1{,}00 \le \Phi_2 \le 1{,}67$$

Figur 3-1 : Lastmodell LM71 samt formel för dynamikfaktor

- Broms- och accelerationskraft, sidokraft och centrifugalkraft: Se bilaga 3 sid. B3:1

3.1.3 Variabla laster

Temperaturlast och vindlast redovisas i bilaga 3 sidan B3:1-4.

3.1.4 Utmattningslast

LM71 enligt SS-EN 1991-2 6.3.2 med α = 1,00. Se Figur 3-1 ovan.

Trafikvolymen antas till $25 \cdot 10^6$ ton/år/spår enligt SS-EN 1991-2 6.9 (4)

3.1.5 GC-last

GC-last på gångbanebalkar för brotyp 2 och 3:

Utbredd last 5 kPa enligt SS-EN 1991-2 5.3.2.1

Koncentrerad last 10 kN enligt SS-EN 1991-2 5.3.2.2

3.1.6 Urspårningslast

Urspårning enligt SS-EN 1991-2 kapitel 6.7:

<u>Dimensioneringssituation I</u>

Excentricitet enligt figur 6.26 i SS-EN 1991-2: e = 2.25-0.75 = ±1.5 m

Last = α*1.4*LM71

$q_{A1,Lok}$ = 1.33*1.4*4*250/6.4 = 291 kN/m (detta är total last längs spår i kN/m)

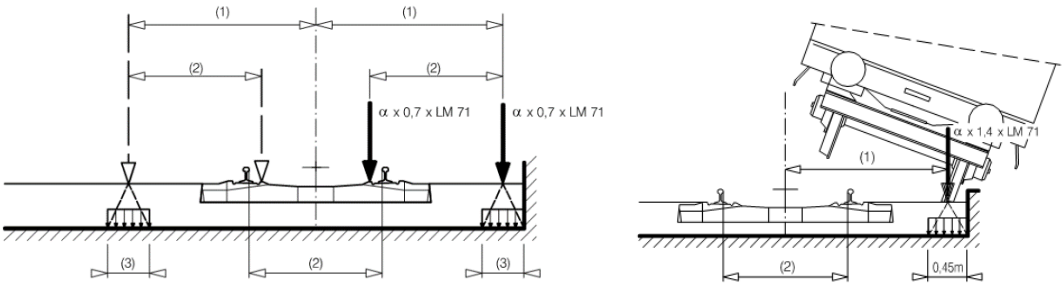
$q_{A1,Vagn}$ = 1.33*1.4*80 = 149 kN/m

<u>Dimensioneringssituation II</u>

e = 3.3– 0.45/2 = 3.28 m

Last = α*1.4*LM71(q_{vk}) med längd Lmax = 20m

$q_{A2,Vagn}$ = 1.33*1.4*80 = 149 kN/m



Figur 3-2: Dimensioneringssituation I till vänster och II till höger

Urspårningslasterna är enbart relevanta för brotyp 1 med brobana och kantbalk i betong. För brotyp 2 och 3 måste skyddsräler monteras.

3.1.7 Lastkombinering

Lastkombinering utförs enligt SS-EN 1990 bilaga A2.

Gränstillstånd	**Komb**	**Förklaring**
Brottgräns:	Brott-Ba	Dominerande permanenta laster.
	Brott-Bb	Dominerande variabla laster.
Bruksgräns	Bruk-Kar	Karakteristisk
	Bruk-Frek	Frekvent
	Bruk-Kvper	Kvasipermanent (”långtidslast”)
Olyckslastfall	Olyck	
Utmattning	Utm	

3.2 Laster i dynamisk beräkning

3.2.1 Permanenta laster

3.2.1.1 Brotyp 1

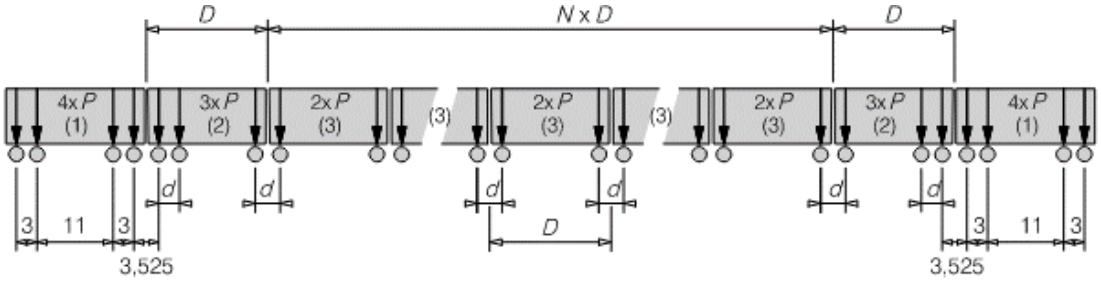
- Massa av stål och betong i bro
- Massa av direktinfäst spårsystem eller ballast adderas som tilläggsmassa till modellen. Se massans storlek i kapitel 3.1.1.1. Lägsta ballastdensitet 1700 kg/m^3 enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.3.2 (2) utvärderas också.

3.2.1.2 Brotyp 2 och 3

- Massa av stål i bro
- Massa av räler: se kapitel 3.1.1.2.
- Massa av gångbanebalkar: Gångbanorna ingår inte i huvudbärsystemet och behöver inte beaktas i den dynamiska beräkningen.
- Massa av gallerdurk mellan huvudbalkar: Denna massa försummas i den dynamiska beräkningen.

3.2.2 Trafiklaster

Lastmodell HSLM-A enligt SS-EN 1991-2 6.4.6.1 redovisas i Figur 3-3 nedan.



Förklaring

(1) Motorvagn (identiska motorvagnar först och sist i tåget)

(2) Personvagn närmast motorvagn (identiska vagnar främst och längst bak)

(3) Mellanplacerade personvagnar

Universaltåg	Antal vagnar *N*	Längd av personvagn *D* [m]	Avstånd mellan boggier *d* [m]	Punktlast *P* [kN]
A1	18	18	2,0	170
A2	17	19	3,5	200
A3	16	20	2,0	180
A4	15	21	3,0	190
A5	14	22	2,0	170
A6	13	23	2,0	180
A7	13	24	2,0	190
A8	12	25	2,5	190
A9	11	26	2,0	210
A10	11	27	2,0	210

Figur 3-3 : Lastmodell HSLM-A

<u>Hastighet på tåg:</u>

Dimensionerande tåghastighet ska vara 1.2 • största tillåtna hastighet i broläget (STH) enligt SS-EN 1991-2 6.4.6.2.

Följande tåghastigheter utvärderas för respektive STH:

STH 250 km/h:

Hastigheter mellan 150 – 300 (1.2*250) km/h kontrolleras i steg om 5 km/h eller 2.5 km/h vid resonans.

STH 350 km/h:

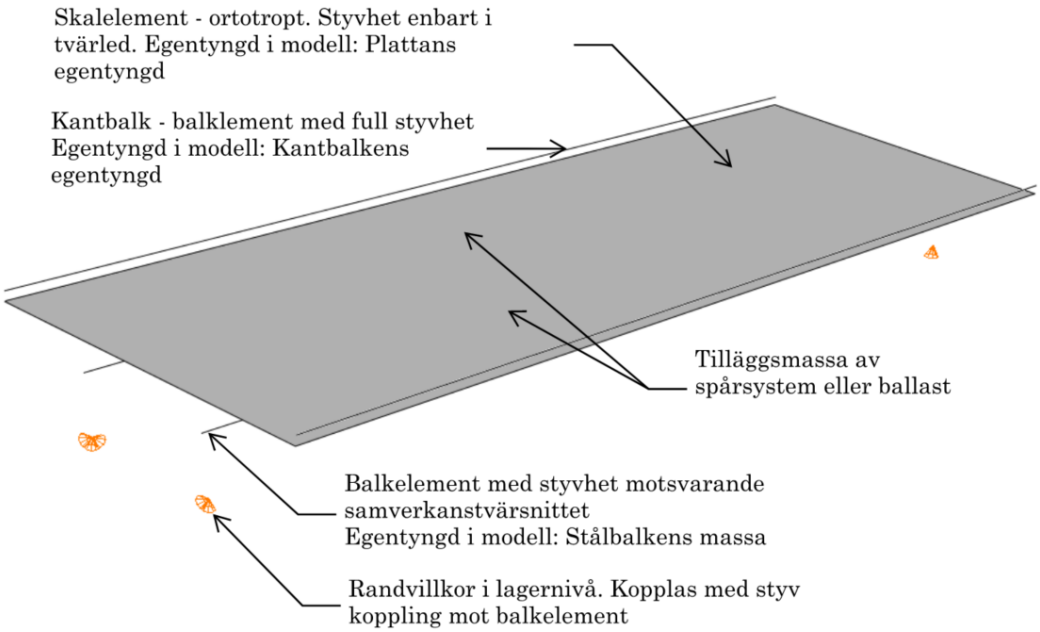
Hastigheter mellan 150 – 420 (1.2*350) km/h kontrolleras i steg om 5 km/h eller 2.5 km/h vid resonans.

4 FE-MODELL OCH TVÄRSNITTSDATA

4.1 Brotyp 1

4.1.1 FE-modell

FE-modellen till brotyp 1 består av balkelement med styvhet motsvarande samverkanstvärsnittets styvhet av stål och betong (se bilaga 1 sidan B1:1, tabell B1:2). Betongplattan modelleras med skalelement som enbart har styvhet i tvärled (ortotropisk). En översiktlig beskrivning av FE-modellen finns i Figur 4-1 nedan.



Figur 4-1 : FE-modell

Samma FE-modell används till både statisk och dynamisk beräkning. I dynamisk beräkning definieras ytlast av spårsystem eller ballast som tilläggsmassa.

4.1.2 Tvärsnitt

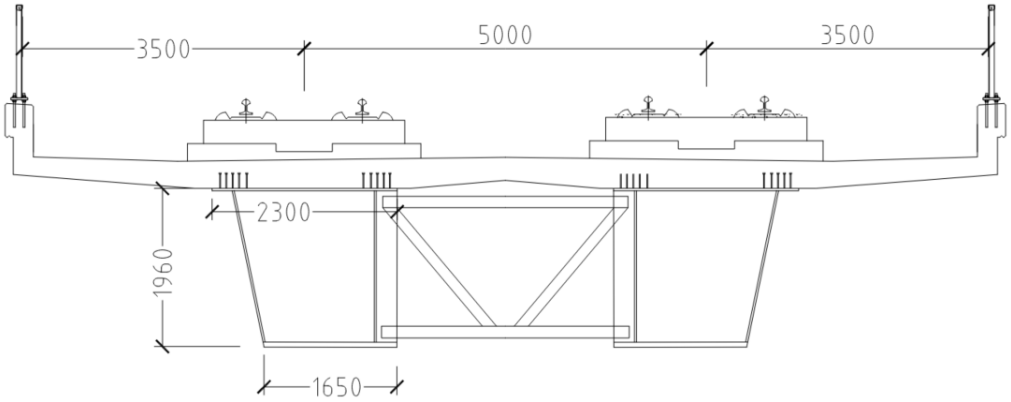
Den dynamisk beräkningen enligt kap. 5.1 är styrande för tvärsnittets utformning. Samma tvärsnitt används längs hela balken. I kapitel 4.1.2.1-3 nedan redovisas tvärsnitt med tillräcklig styvhet för att uppfylla gränsvärden för dynamisk beräkning enligt kap. 5.1. Statisk beräkning har utförts enligt kap. 5.2.

System för benämning av typtvärsnitt illustreras med följande exempel:

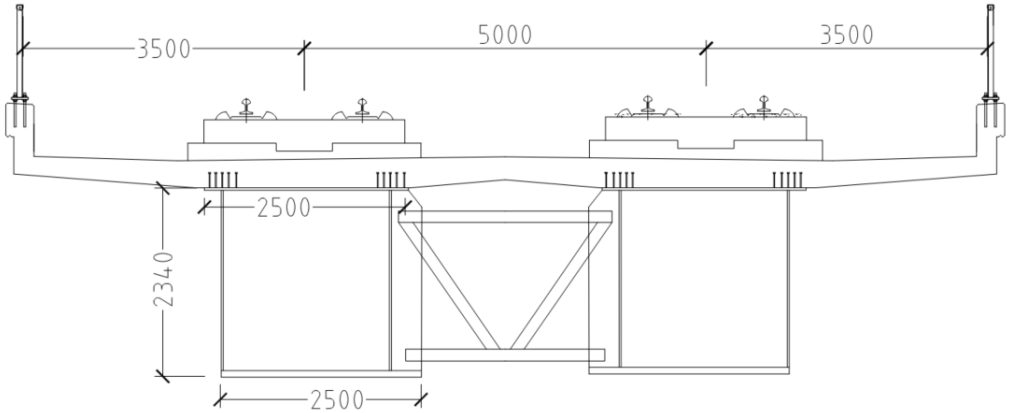
Typ 1-30-DI-350 – Samverkansbro med 30 m spännvidd, direktinfästa räler och STH 350 km/h.

Typ 1-32-BA-250 – Samverkansbro med 32 m spännvidd, ballasterat spår och STH 250 km/h.

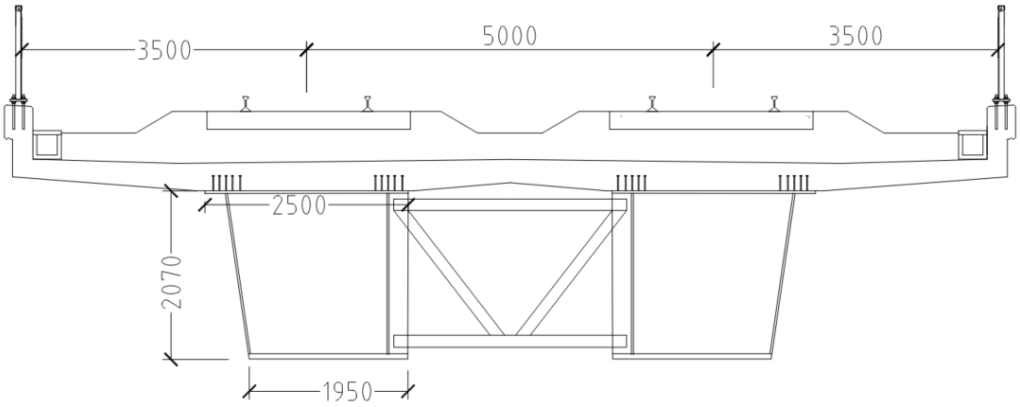
4.1.2.1 Tvärsnitt för spännvidd 30 m



Figur 4-2 : Typ 1-30-DI-250

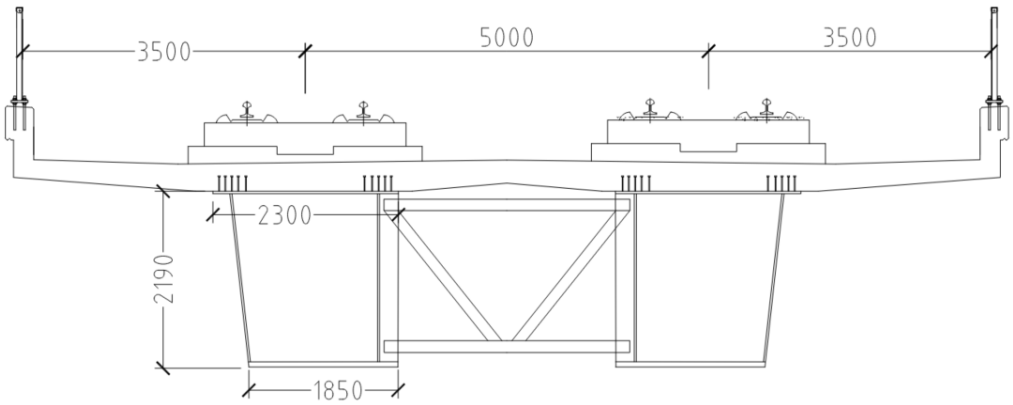


Figur 4-3 : Typ 1-30-DI-350

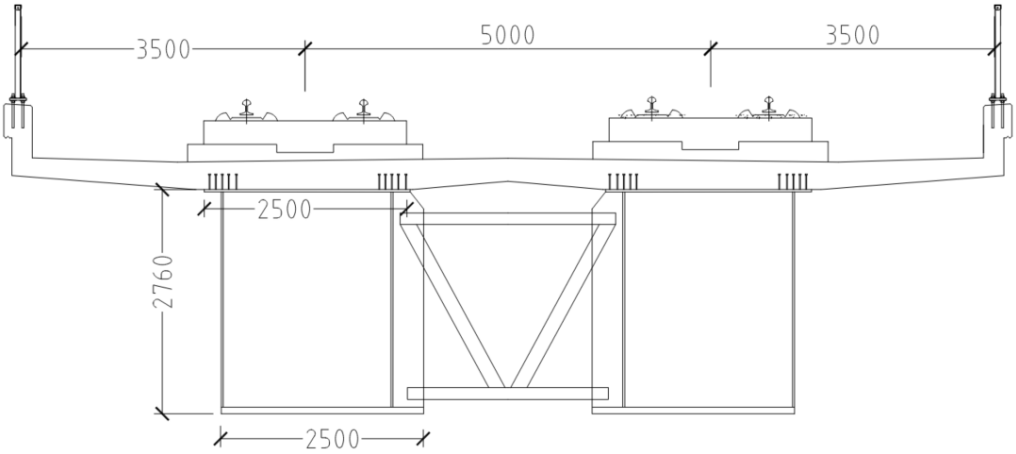


Figur 4-4 : Typ 1-30-BA-250

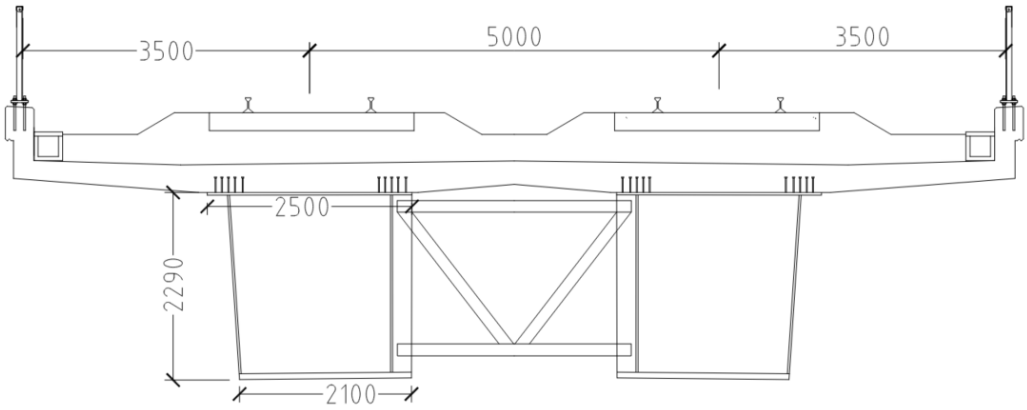
4.1.2.2 Tvärsnitt för spännvidd 32 m



Figur 4-5 : Typ 1-32-DI-250

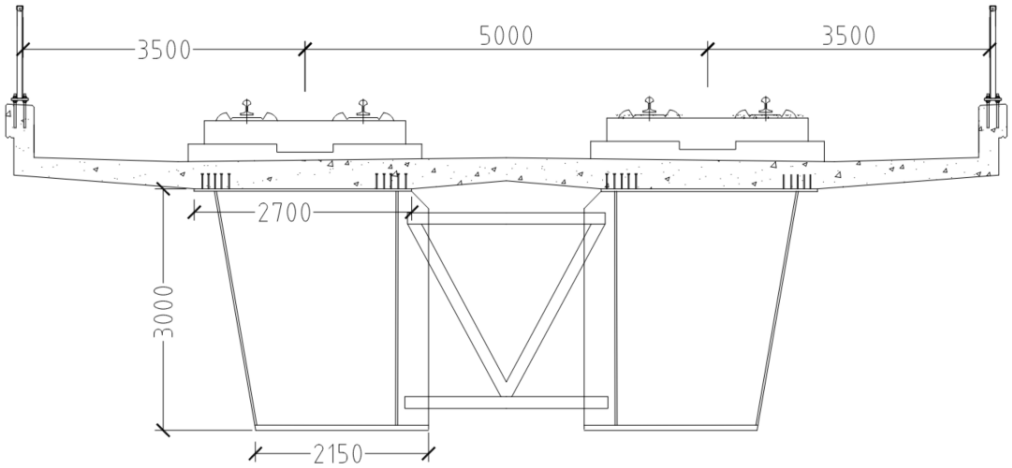


Figur 4-6 : Typ 1-32-DI-350

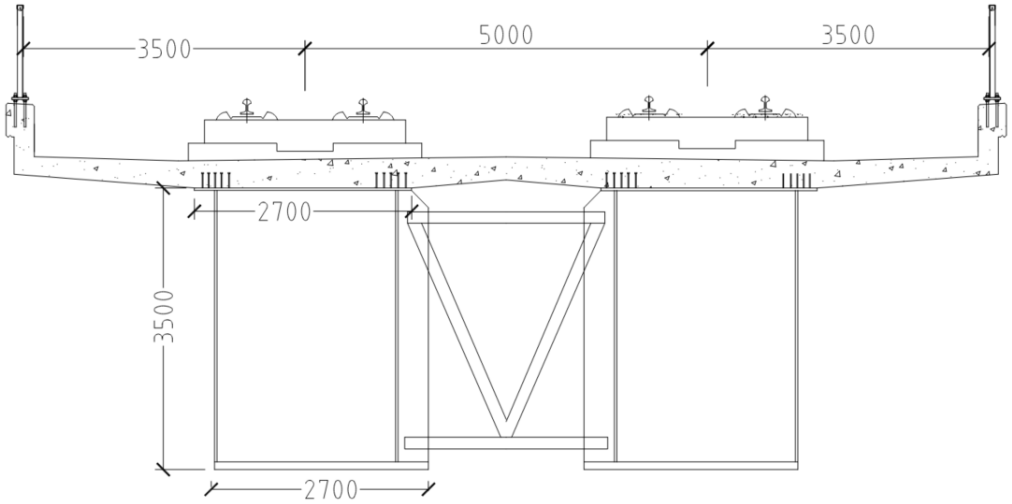


Figur 4-7 : Typ 1-32-BA-250

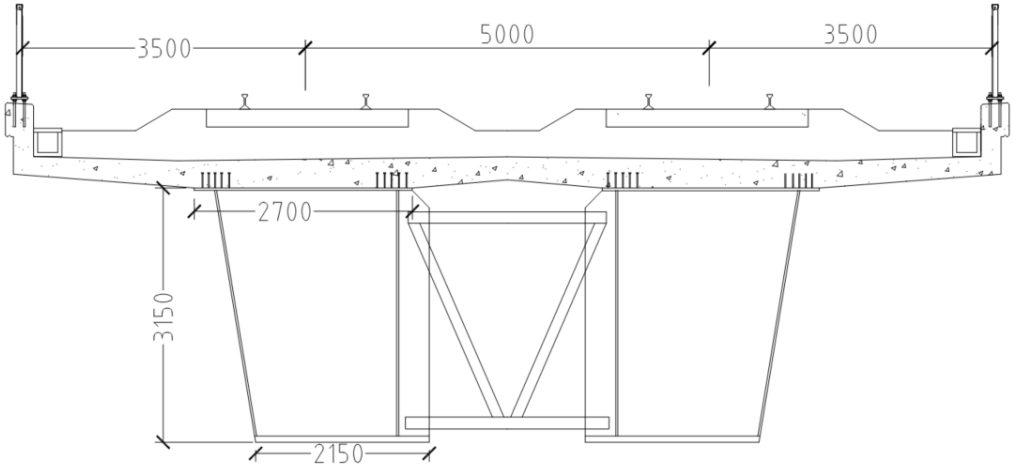
4.1.2.3 Tvärsnitt för spännvidd 38 m



Figur 4-8 : Typ 1-38-DI-250



Figur 4-9 : Typ 1-38-DI-350



Figur 4-10 : Typ 1-38-BA-250

4.1.3 Styvhet och material

Samverkansbalkens styvhet tar hänsyn till medverkande flänsbredd som beräknas i bilaga 2.

Stålkvalitet: S355

Elasticitetsmodul: Betong: 34 GPa (C35/45); Stål: 210 GPa

Kvot mellan elasticitetsmoduler för beräkning av samverkanstvärsnittets styvhet baseras på korttidsförhållanden enligt kap. 5.2.

Densitet: Betong: 2500 kg/m^3; Stål: 7850 kg/m^3

4.1.3.1 Weathering steel (Cor-ten) – alternativ för broar?

Weathering-stål [3] eller Cor-ten är ett rosttrögt stålmaterial som huvudsakligen används som fasadplåt till hus. När stålet rostar på ytan så bildas en väderbeständig och skyddande hinna som stoppar fukt från att tränga vidare in stålet. Den djupare korrosionen förhindras därmed. Stålet kräver inte något underhåll.

Hållfasthetsegenskaper:

- Weathering-stål har fullgod draghållfasthet som motsvarar kolstålets S355, S420 och S460.
- Utmattningshållfastheten är lägre än för vanligt kolstål pga. den ojämna och korroderade ytan [6] . Det finns en förhöjd risk för sprickbildning som kan förkorta livslängden.

Svetsning utförs med elektroder av samma material som grundmaterialet.

Inspektion av stålet:

Ett rosttrögt stål är svårare att inspektera då sprickorna inte blir synliga förrän spricklängden är minst 1-2 dm. Sprickorna går inte att upptäcka med magnetpulverprovning eller penetrantprovning eftersom rosten döljer sprickan.

Användning i brokonstruktioner:

- GC-broar bör kunna byggas med weathering-stål.
- För vissa typer av vägbroar där utmattningen inte är dimensionerande och där risken för utmattningsskador bedöms som låg kan weathering-stålet användas.
- Järnvägsbroar är vanligtvis hårt utmattningsbelastade. Weathering-stålet har en utmattningshållfast som är reducerad samt svår att verifiera. Stålet är därför olämpligt för detta ändamål.

4.1.4 Tvärsnittsdata

I tabellen nedan redovisas dimensioner på plåtar i respektive tvärsnitt samt max längd på balkdelar och vikter. För att kunna hantera enskilda plåtar i tillverkningsindustrin är vikten 10 ton/plåt en lämplig övre gräns.

L	DI/BA *)	STH **)	Höjd stållåda	Bredd stållåda topp / botten	Plåttjocklek Öfläns / Ufläns / liv	m_s	Vikt hel stålbalk	Max längd på balkdel ***)	Antal balkdelar
(m)		(km/h)	(mm)	(mm)	(mm)	(ton/m)	(ton)	(m)	
30	DI	250	1960	2300 / 1650	30 / 65 / 25	2.2	67	11.8	3
	DI	350	2340	2500 / 2500	30 / 80 / 25	3.1	95	6.4	5
	BA	250	2070	2500 / 1950	30 / 65 / 25	2.4	74	10.1	4
32	DI	250	2190	2300 / 1850	30 / 65 / 25	2.3	77	10.6	4
	DI	350	2760	2500 / 2500	30 / 80 / 25	3.3	108	6.2	6
	BA	250	2290	2500 / 2100	30 / 70 / 25	2.6	87	8.7	4
38	DI	250	3000	2700 / 2150	30 / 65 / 25	2.9	115	9.0	5
	DI	350	3500	2700 / 2700	30 / 100 / 30	4.4	172	4.7	9
	BA	250	3150	2700 / 2150	30 / 75 / 25	3.2	124	7.8	6

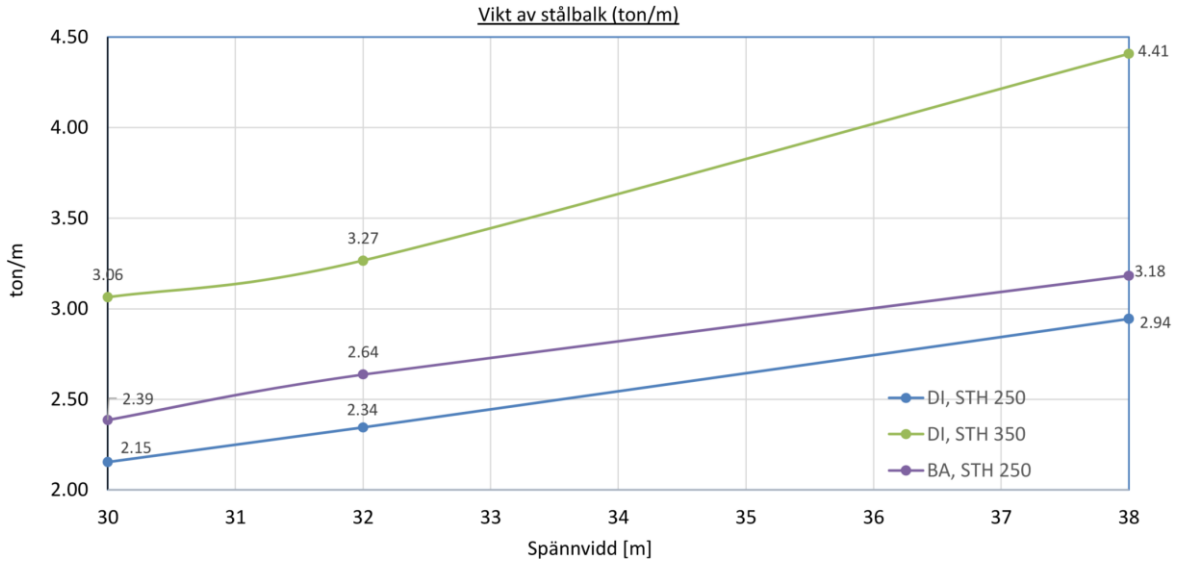
*) DI - Direktinfästa räler; BA - Ballasterat spår
**) Max hastighet i spårläget
***) Max längd baseras på max vikt 10 ton av enskild plåt i en balkdel (underflänsen dimensionerar)

Anmärkning gällande transport:
- För transport på allmänna vägar gäller maxvikten 80 ton. De stålbalkar som har högre vikt måste troligtvis transporteras i delar eller lanseras.
- Stållådans största bredd- eller höjdmått bör understiga 3.4 m vid fri höjd ≤ 4.7 m. Typ 1-38-DI-350 överstiger denna gräns (3.5 m).

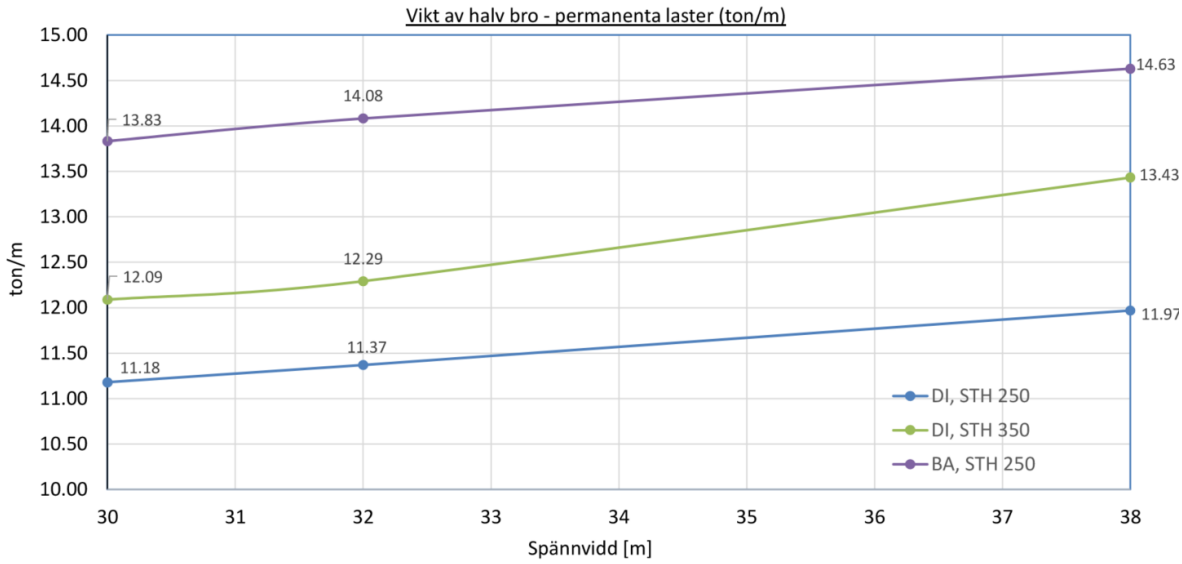
Tabell 4-1: Plåttjocklekar, egenvikter för halva bron samt max längd på balkdelar. L avser spännvidden. Total längd är L+1m.

I Figur 4-11 redovisas stålbalkarnas vikt per meter och i Figur 4-12 totalvikt av permanenta laster för halva bron per meter.

I bilaga 1 sidan B1:1 redovisas mer detaljerade tvärsnittsdata med styvhet och massa för spårsystem och ballast.



Figur 4-11 : Diagram som visar stålbalkens vikt i ton/m i förhållande till spännvidden



Figur 4-12 : Diagram som visar total vikt av permanenta laster för brohalva i ton/m i förhållande till spännvidden. Vikten inkluderar direktinfäst spårsystem alternativt ballast (jämför med bilaga 1 sidan B1:1, tabell B1:1-2).

4.1.5 Klimatkalkyl

I kapitel 8 och bilaga 9 finns klimatkalkyler för alla varianter av brotyp 1 samlade. Antalet CO2-ekvivalenter redovisas i ton per meter bro.

4.2 Brotyp 2

4.2.1 FE-modell

FE-modellen till brotyp 2 består av enbart ett balkelement. Upplagspunkterna placeras i lagernivån och kopplas med styv koppling mot balkelementet. Denna koppling utförs på liknande sätt som för brotyp 1 - se Figur 4-1.

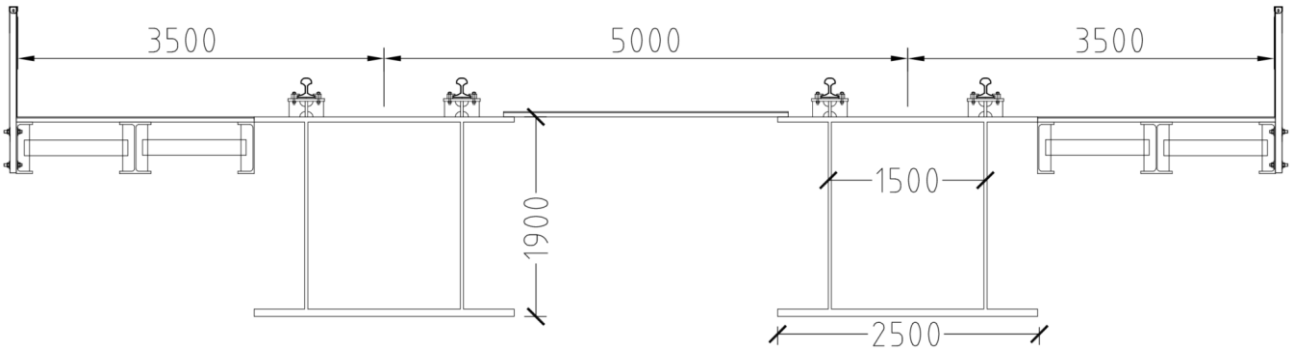
Samma FE-modell används till både statisk och dynamisk beräkning. I dynamisk beräkning definieras massa av räler som tilläggsmassa.

4.2.2 Tvärsnitt

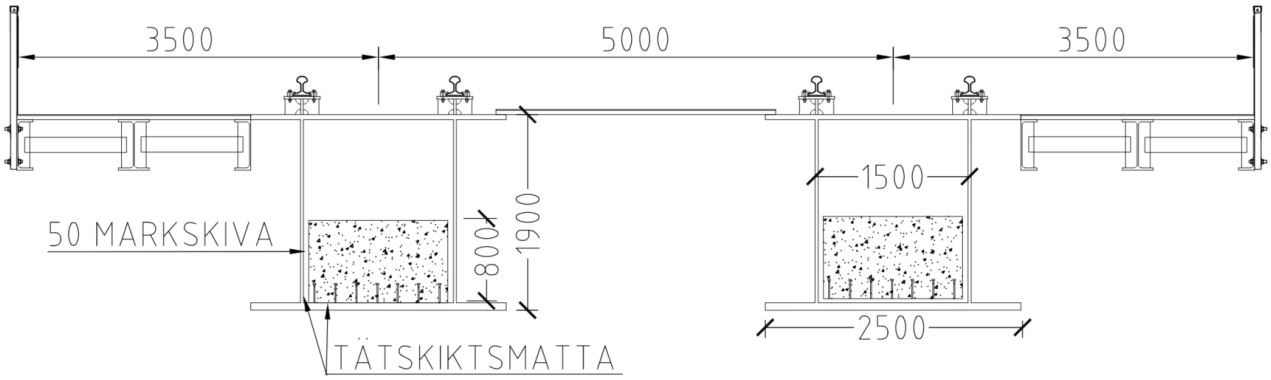
Ett och samma tvärsnitt har använts till alla beräkningar för brotyp 2 – se Figur 4-13. Tvärsnittet har valts med fokus på industriellt byggande. Vikt och storlek på balkarna har minimerats vilket även ger en begränsning när det gäller spännvidden. Spännvidden 16 m kontrolleras för brotyp 2.

De dynamiska beräkningarna av brotyp 2 har resulterat i för höga accelerationer. Detta beror på att massan i bron är för låg. Resultaten redovisas i kapitel 6.3.2.

För att öka massan så har ett tvärsnitt med gjuten betong i lådan kontrollerats- se Figur 4-14. Brotyp 2a har svetsbultar i lådans underfläns för samverkan med betongen. En tätskiktsmatta placeras inuti lådans botten och med ett uppvik mot livplåtarna som förseglas. Markskivor, som skyddar lådans liv, placeras på sidorna.



Figur 4-13 : Brotyp 2 Principskiss. OBS! Tvärsnittet klarar ej accelerationskrav enl. kap. 6.3.2.



Figur 4-14 : Brotyp 2a: Principskiss med gjuten betong i lådan. Tvärsnittet uppfyller accelerationskrav för STH 350 km/h (se kap. 6.3.2).

4.2.3 Styvhet och material

För brotyp 2a tillgodoräknas ingen styvhet av betongen utan enbart massa.

Stålkvalitet: S355

Elasticitetsmodul för stål: 210 GPa

Densitet för stål: 7850 kg/m^3

4.2.4 Tvärsnittsdata

I tabellen nedan redovisas dimensioner på plåtar max längd på balkdelar och vikter. För att kunna hantera enskilda plåtar i tillverkningsindustrin är vikten 10 ton/plåt en lämplig övre gräns.

L	Höjd stållåda	Bredd stållåda topp / botten	Plåttjocklek Öfläns / Ufläns / liv	m_s	Vikt hel stålbalk	Max längd på balkdel ***)
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(ton/m)	(ton)	(m)
16	1900	2500 / 2500	50 / 70 / 30	3.2	54	7.3

***) Max längd baseras på max vikt 10 ton av enskild plåt i en balkdel (underflänsen dimensionerar)

Tabell 4-2: Plåttjocklekar, egenvikter för halva bron samt max längd på balkdelar. L avser spännvidden. Total längd är L+1m.

I bilaga 1 sidan B1:2 redovisas mer detaljerade tvärsnittsdata med styvhet och massa.

4.2.5 Klimatkalkyl

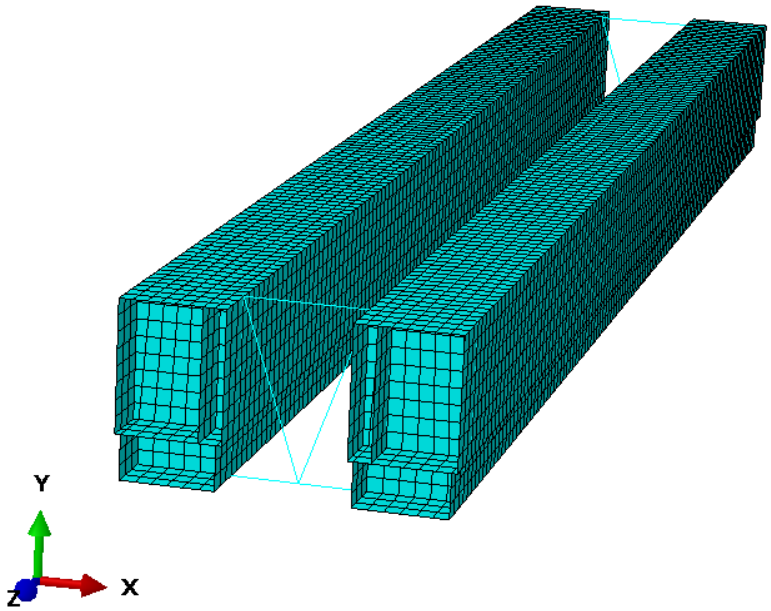
I kapitel 8 och bilaga 9 finns klimatkalkyler för brotyp 2 och 2a samlade. Antalet CO2-ekvivalenter redovisas i ton per meter bro.

4.3 Brotyp 3

4.3.1 Översikt

FE-modellen består av skalelement i en 3D-modell - se Figur 4-15. Upplagspunkterna placeras i lagernivån och kopplas med styv koppling mot skalelementets underfläns.

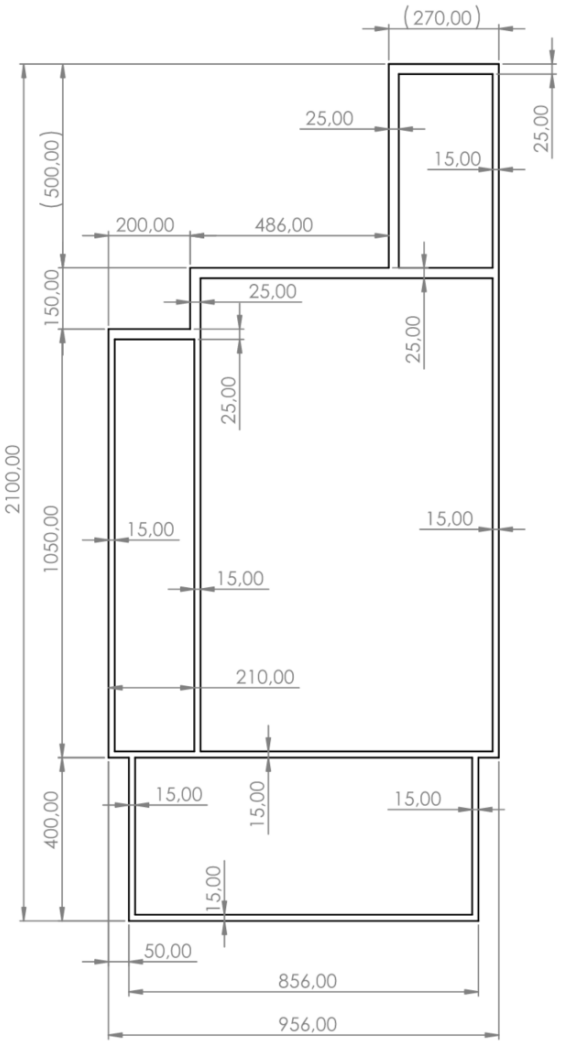
Samma FE-modell används till både statisk och dynamisk beräkning. I dynamisk beräkning definieras massa av räler som tilläggsmassa.



Figur 4-15 : Brotyp 3: FE-modell

4.3.2 Tvärsnitt

Tvärsnittet visas i Figur 4-16. Samma tvärsnitt används längs hela balken. Dynamisk beräkning har utförts enl. kap. 5.1 och statisk beräkning enligt kap. 5.2.



Figur 4-16 : Tvärsnitt för brotyp 3 [1].

4.3.3 Styvhet och material

Stålkvalitet: S355

Elasticitetsmodul för stål: 210 GPa

Densitet för stål: 7850 kg/m^3

4.3.4 Tvärsnittsdata

I bilaga 1 sidan B1:3 redovisas tvärsnittsdata med styvhet och massa.

4.3.5 Klimatkalkyl

I kapitel 8 och bilaga 9 finns en klimatkalkyl för brotyp 3. Antalet CO2-ekvivalenter redovisas i ton per meter bro.

4.4 Dämpning

Dämpningsvärde för dynamisk beräkning (SS-EN 1991-2 6.4.6.3.1 Tabell 6.6) redovisas i Tabell 4-3 för olika spännvidder. Tillkommande dämpning för broar med spännvidd kortare än 30 m (SS-EN 1991-2 6.4.6.4 Figur 6.15) redovisas också.

Spännvidd	Dämpning enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.3.1 tabell 6.6	Tillkommande dämpning enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.4 Figur 6.15	Total dämpning
(m)	ζ (%)	$\Delta\zeta$ (%)	$\zeta_{TOTAL} = \zeta + \Delta\zeta$ (%)
16	1.00	0.64	1.64
20	0.50	0.30	0.80
24	0.50	0.09	0.59
≥30	0.50	0.00	0.50

Tabell 4-3: Dämpningsvärden för olika spännvidder.

För att öka brons dämpning ytterligare så kan mekaniska dämpare installeras. I kapitel 9.3.5 redovisas ett exempel på detta.

5 BERÄKNINGSPROCEDUR

5.1 Dynamisk beräkning

Analyserna i denna rapport har utförts enl. metod I – fullständig dynamisk beräkning enl. kap. 5.1.1. Då ingår kontroll av samtliga HSLM fordon. För fritt upplagda broar i ett spann är det dock möjligt att använda de förenklade metoder som beskrivs i kapitel 5.1.2 (metod II) och 5.1.3 (metod III). Metod II innebär att man väljer ut ett kritiskt fordon som hela beräkningen sedan baseras på. I metod III använder man sig av flödesschemat i SS-EN 1991-2 6.4.4.

5.1.1 Fullständig dynamisk beräkning – metod I

Beräkningssteg:

1. Egenfrekvensanalys enligt kapitel 6.1.
2. Utvärdering av maxfrekvens till modaldynamisk analys (steg 5) enligt kapitel 6.1.
3. Maxhastighet i broläget (STH) sätts till 250 km/h eller 350 km/h. Observera att vissa brotyper enbart analyseras för STH 250 km/h (se kapitel 2.1-3). Dimensionerande hastighet beräknas enligt kap. 3.2.2.
4. Val av tidssteg till modaldynamisk analys i steg 5. Största tidssteget bör vara $1/n_{dim}/10$ sek.
5. Modaldynamisk analys utförs för samtliga lastmodell HSLM A1-10 (kap. 3.2.2) baserat på steg 1-4.
6. Beräkning av förstoringsfaktor enligt kap. 6.2.
7. Resultat kontrolleras mot gränsvärden enligt nedan.

Gränsvärden vid dynamisk beräkning:

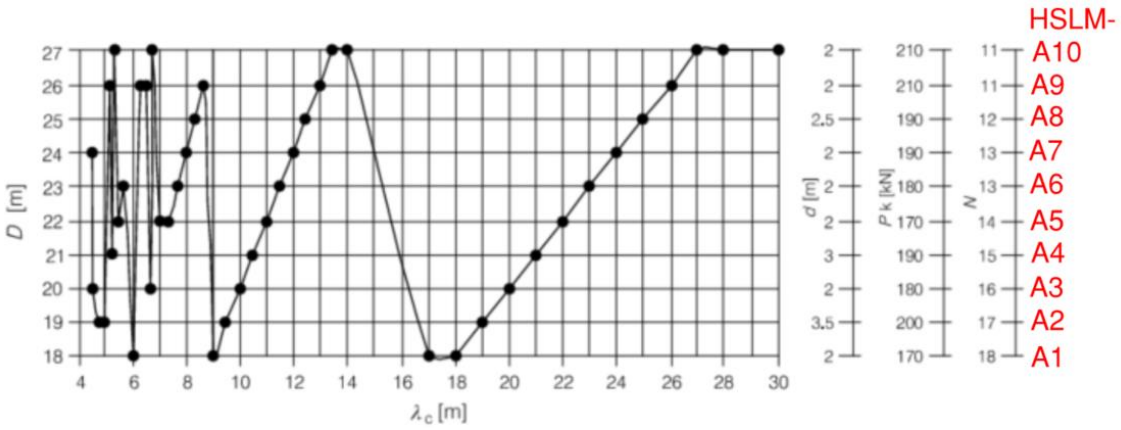
1. Max vertikal acceleration enligt kapitel 6.3. Området där vertikal accelerationen kontrolleras kan i vissa fall begränsas till spårområdet enligt bilaga 4.
2. Max rotation vid stöd enligt kapitel 6.3.
3. Max vridning enligt kapitel 6.4.
4. Max nedböjning enligt kapitel 6.5.
5. Jämförelse av snittkrafter mellan HSLM och LM71 enligt kapitel 6.6.

5.1.2 Förenklad dynamisk beräkning – metod II

För fritt upplagda spann med längden 7m eller längre så finns det en möjlighet att direkt välja ut ett dimensionerande fordon. Denna metod finns beskriven i SS-EN 1991-2 6.4.6.1.1 (6) tabell 6.4 (anm. C) samt i bilaga E.2. Metoden går ut på användning av aggressivitetsfunktioner för bestämning av kritiskt fordon. I bilaga E.2 finns färdiga diagram (figur E.4 till E.17) framtagna för olika spännvidder. Det är även möjligt att själv beräkna dessa diagram med formler i bilaga E.2 (6).

Beräkningssteg:

1. Beräkning av första böjmod n_o enl. kapitel 6.1.
2. Beräkning av maximal våglängd $\lambda_{max} = v_{ds}/n_o$ enl. SS-EN 1991-2 bilaga E.2 (3) där v_{ds} är max dimensionerande hastighet i broläget (STH*1.2) i m/s.
3. Avläsning i diagram bilaga E.2 figur E.4 till E.17 av λ_c (kritisk våglängd). λ_c motsvarar det λ-värde där aggressivitetskurvan har sin högsta topp inom spannet $4.5 \leq \lambda \leq \lambda_{max.}$
4. I figur E.18 avläses sedan kritiskt HSLM-fordon för λ_c värdet. Varje vågrät linje i diagrammet motsvarar ett HSLM-fordon vilket illustreras i Figur 5-1 nedan. Exempelvis för $\lambda_c = 13.5$ blir dimensionerande fordon HSLM-A10.
5. Analysen av det kritiska fordonet görs sedan med samma principer som för fullständig dynamisk beräkning – metod I (kapitel 5.1.1). Övriga fordon behöver inte analyseras vid användning av metod II.
6. I vissa fall är valet av kritiskt fordon inte helt entydigt i diagrammet. Ett exempel på detta finns i bilaga 6 sidan B6:1 där Typ 1-30-DI-250 kontrolleras med metod II. Här finns tre höga värden på aggressivitetskurvan för $\lambda = 10$, 13.5 och 17.4 (= λ_{max}). Tre kritiska fordon bör därför analyseras i det här fallet.



Figur 5-1 : Avläsning av kritiskt fordon för kritisk våglängd λ_c (bild från SS-EN 1991-2 bilaga E.2 (5) figur E.18 med tillagd röd text till höger)

För brotyp 1 finns aggressivitetsdiagrammen beräknade i bilaga 6. Det kritiska HSLM-fordonet som erhålls från diagrammen stämmer bra överens med resultaten i kapitel 6.3.1, Tabell 6-7.

5.1.3 Förenklad dynamisk beräkning – metod III

Metod III innebär kontroll om dynamisk beräkning krävs. Detta görs med flödesschemat i SS-EN 1991-2 kapitel 6.4.4. Kontroll av brotyp 1 med flödesschemat utförs i bilaga 7.

5.2 Statisk beräkning

Följande beräkningssteg används vid statisk beräkning:

1. Statisk analys av lastfall enligt kap. 3.1.
2. Lastkombinering enligt kap. 3.1.7.
3. Kontroll av vridning. Resultat i kap. 6.4.
4. Kontroll av nedböjning. Resultat i kap. 6.5.
5. Tvärsnittskontroll i brottgräns (inkluderar olyckslast). Resultat i kap. 6.6.2.
6. Utmattningskontroll. Resultat i kap. 6.6.2.

Tvärsnittskontroller utförs med hjälp av spänningsberäkning. Följande kvoter mellan elasticitetsmodulerna används för samverkanstvärsnitt enligt SS-EN 1994-2 5.4.2.2 (2):

$a = E_s*(1+\varphi*\psi_L)/E_c$

Kryptal $\varphi = 2.0$

Krypfaktor ψ_L för olika lastkategorier:

1.1 – ständig last; 0.55 – krympning; 0 - kortvarig last.

α faktor för olika lastkategorier:

Egentyngd: Enbart stålbalkens styvhet beaktas i spänningsberäkningen

Permanenta laster (spårsystem/ballast) $\psi_L = 1.1$: $\alpha = E_s*(1+2.0*1.1)/E_c = 19.8$

Krympning $\psi_L = 0.55$: $\alpha = E_s*(1+2.0*0.55)/E_c = 13.0$

Korttidslast $\psi_L = 0$: $\alpha = E_s*(1+\varphi*\psi_L)/E_c = 210/34 = 6.2$

6 RESULTAT

6.1 Egenfrekvenser

Egenfrekvensanalys baseras på brons styvhet och massa enl. bilaga 1. Tilläggsmassa av spårsystem eller ballast är inkluderad. Spårsystemet har ingen styvhet i modellen. För ballasterat spår analyseras både ballastdensitet 2000 kg/m^3 och 1700 kg/m^3.

I tabell 6-1, 6-2 och 6-3 nedan så redovisas egenfrekvenser för de tre första böjmoderna n_o, n_1 och n_2 samt första vridmoden n_{vrid} från FE-analysen. Dimensionerande egenfrekvens beräknas enligt SS-EN 1990 A2.4.4.2.1:

$$n_{dim} = \max(30\ \text{Hz};\ 1.5 \cdot n_o;\ n_2)$$

Den analytiska första egenfrekvensen har beräknats enligt [2]

$$n_0 = \frac{\lambda^2}{2\pi L^2}\sqrt{\frac{EI}{\rho}} \quad \text{där}$$

L = spännvidden

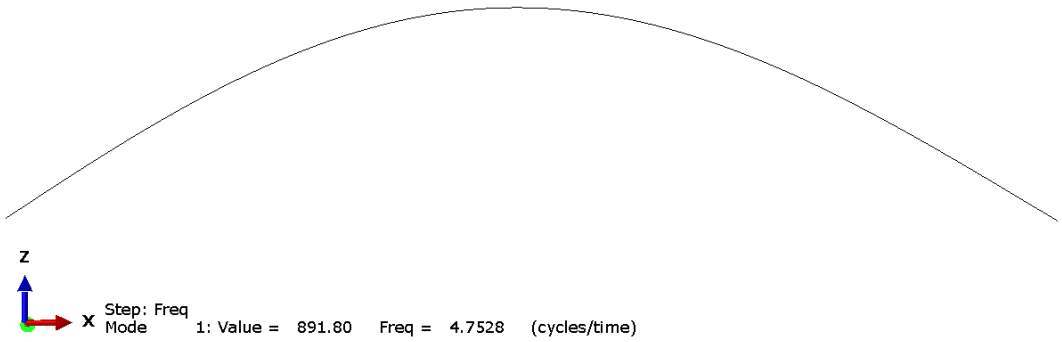
$\lambda = \pi$ för fritt upplagda konstruktioner i ett spann

EI = Styvhet för samverkanstvärsnitt enligt bilaga 1.

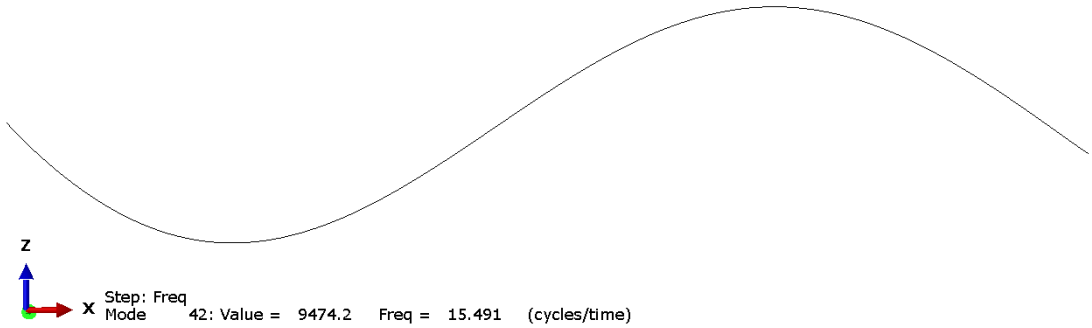
ρ = massa per längdenhet enligt bilaga 1.

			Resultat, egenfrekvens					
L	DI/BA	STH	$n_{o,analytisk}$	$n_{0,FE}$	$n_{1,FE}$	$n_{2,FE}$	n_{dim}	n_{vrid}
(m)		(km/h)	**(Hz)**	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
30	DI	250	**4.9**	4.8	15.5	34.1	34.1	12.5
	DI	350	**6.7**	6.4	18.4	40.8	40.8	13.2
	BA	250	**4.9**	4.7	13.8	30.7	30.7	10.4
			5.1	*4.9*	*15.5*	*33.1*	*33.1*	*11.9*
32	DI	250	**4.9**	4.8	15.4	33.6	33.6	11.5
	DI	350	**6.9**	6.6	18.2	43.1	43.1	12.0
	BA	250	**4.9**	4.8	14.9	31.8	31.8	10.2
			5.1	*4.9*	*15.4*	*32.7*	*32.7*	*11.1*
38	DI	250	**5.0**	4.8	14.6	39.6	39.6	9.0
	DI	350	**6.5**	6.2	17.2	47.5	47.5	9.6
	BA	250	**4.9**	4.7	14.3	37.8	37.8	8.5
			5.1	*4.9*	*14.7*	*38.9*	*38.9*	*8.7*

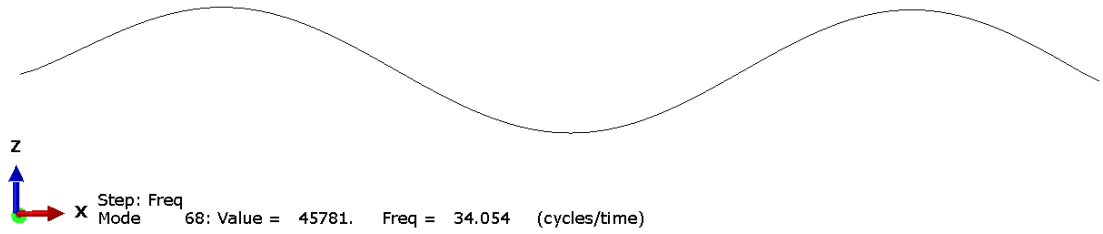
Tabell 6-1: Brotyp 1: Egenfrekvenser. Kursiva värden avser ballastdensitet 1700 kg/m^3. Brun-orange värden avser analytisk egenfrekvens.



Figur 6-1 : Typ 1-30-DI-250. Första böjmod



Figur 6-2 : Typ 1-30-DI-250. Andra böjmod



Figur 6-3 : Typ 1-30-DI-250. Tredje böjmod

	Resultat, egenfrekvens					
L	$n_{o,analytisk}$	$n_{0,FE}$	$n_{1,FE}$	$n_{2,FE}$	n_{dim}	n_{vrid}
(m)	**(Hz)**	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
16	**25.7**	23.9	64.7	175	175	26.8
	18.9	17.6	47.5	128	128	19.7

Tabell 6-2: Brotyp 2 och 2a: Egenfrekvenser. Brun-orange värden avser analytisk egenfrekvens. Grått fält avser brotyp 2a.

	Resultat, egenfrekvens					
L	$n_{o,analytisk}$	$n_{0,FE}$	$n_{1,FE}$	$n_{2,FE}$	n_{dim}	n_{vrid}
(m)	**(Hz)**	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)	(Hz)
16	**18.1**	17.2	53.4	142	142	12.4

Tabell 6-3: Brotyp 3: Egenfrekvenser. Brun-orange värde avser analytisk egenfrekvens.

6.2 Förstoringsfaktorer

Förstoringsaktorer för statisk och dynamisk analys redovisas i tabellen nedan:

Φ_2: Dynamikfaktor för LM71 enligt kap. 3.1.2.

φ'_{dyn}: Dynamisk förstoringsfaktor för HSLM fordon. Beräknas som kvot mellan dynamisk- och statisk nedböjning enligt SS-EN 1992-1-2 6.4.6.5 (3). Se beräkning i kap. 6.4.

φ'': Faktor som beaktar spårdefekter och imperfektioner enligt SS-EN 1991-2 6.4.6.4 (5) och bilaga C samt TSFS 2018:57 11 kap. 14 §.

$1+\varphi''/2$: Total förstoringsfaktor för dynamisk respons av HSLM-fordon.

$1+\varphi'_{dyn}+\varphi''/2$: Total förstoringsfaktor för statisk respons av HSLM-fordon.

L	DI/BA	STH	Förstoringsfaktorer				
(m)		(km/h)	Φ_2	φ''	$1+\varphi''/2$	φ'_{dyn}	$1+\varphi''/2+\varphi'_{dyn}$
30	DI	250	1.09	0.041	1.02	0.32	1.34
	DI	350		0.074	1.04	0.64	1.67
	BA	250		0.040	1.02	0.44	1.47
32	DI	250	1.08	0.035	1.02	0.18	1.20
	DI	350		0.063	1.03	0.68	1.71
	BA	250		0.035	1.02	0.50	1.52
38	DI	250	1.06	0.017	1.01	0.26	1.26
	DI	350		0.026	1.01	0.98	2.00
	BA	250		0.017	1.01	0.67	1.68

Tabell 6-4: Brotyp 1: Förstoringsfaktorer för statisk och dynamisk analys.

	Förstoringsfaktorer				
L	Φ_2	φ''	$1+\varphi''/2$	φ'_{dyn}	$1+\varphi''/2+\varphi'_{dyn}$
(m)	-	-	-		
16	1.20	1.04	1.52	0.79	2.31
		0.71	1.35	0.18	1.53

Tabell 6-5: Brotyp 2 och 2a: Förstoringsfaktorer för statisk och dynamisk analys. Grått fält avser brotyp 2a.

	Förstoringsfaktorer		
L	Φ_2	φ''	$1+\varphi''/2$
(m)	-	-	-
16	1.20	0.69	1.34

Tabell 6-6: Brotyp 3: Förstoringsfaktorer.
Dynamisk förstoringsfaktor φ'_{dyn} visas ej då accelerationskraven i kapitel 6.3.3 för brotyp 3 ej är uppfyllda.

6.3 Vertikal acceleration och rotation vid upplag

6.3.1 Brotyp 1

Vertikal acceleration och/eller rotation vid upplag är dimensionerande för den dynamisk analysen av brotyp 1. Resultaten redovisas i Tabell 6-7 nedan samt i Figur 6-4 till 6-8.

Maximal vertikal acceleration kontrolleras enligt SS-EN 1990 A2.4.4.2.1 mot följande gränsvärden:

Direktinfästa räler: 5 m/s²

Ballasterat spår: 3.5 m/s²

Maximal rotation vid upplag kontrolleras enligt SS-EN 1990 A2.4.4.2.3 (3) samt TRVINFRA 7.1.4.1 tabell 7.1-1. Gränsvärde:

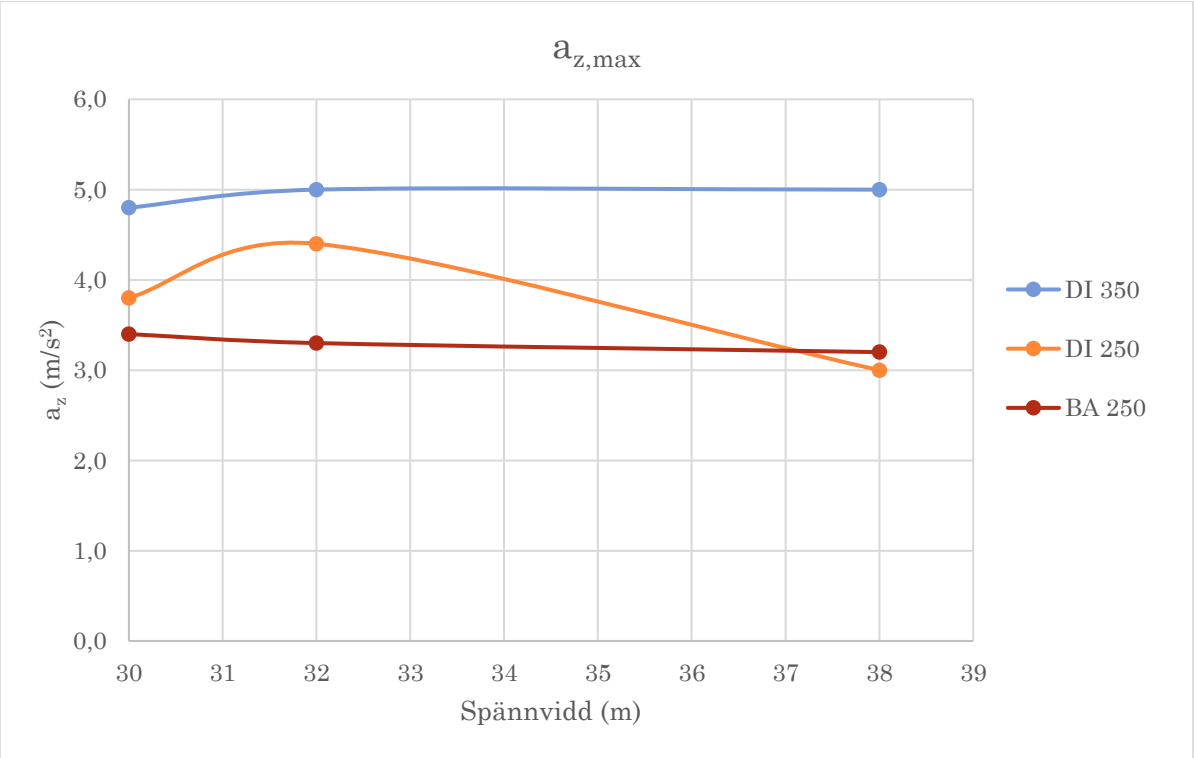
Θ = 2e-3/h där h är avstånd mellan RÖK och rotationscentrum för lager.

Slutsatser av resultaten:

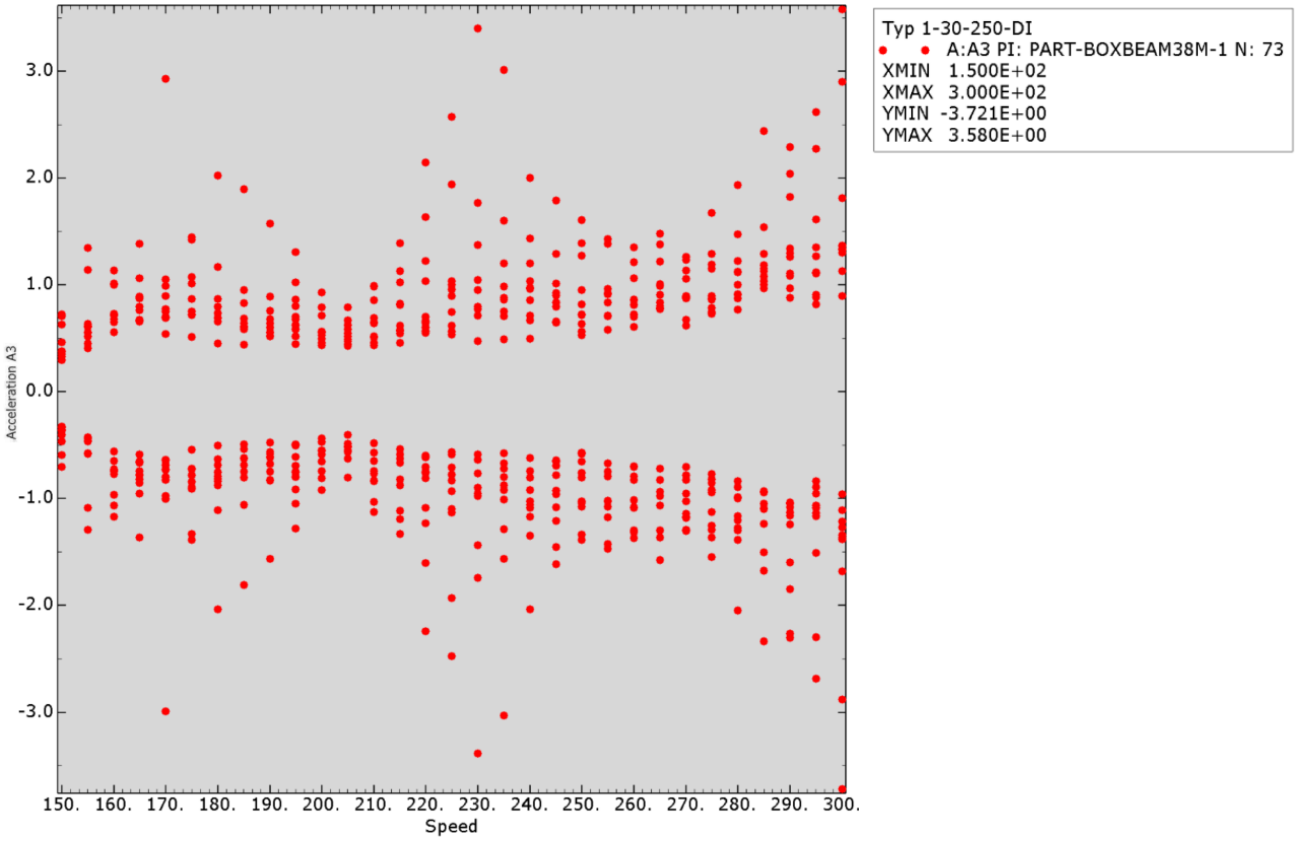
- Beräkning med direktinfästa räler och STH 250: Rotation vid upplag är dimensionerande
- Beräkning med direktinfästa räler och STH 350: Vertikal acceleration är dimensionerande
- Beräkning med ballasterat spår och STH 250: Rotation vid upplag är dimensionerande samtidigt som vertikal acceleration ligger nära gränsvärdet (92-98% av gränsvärdesacceleration)

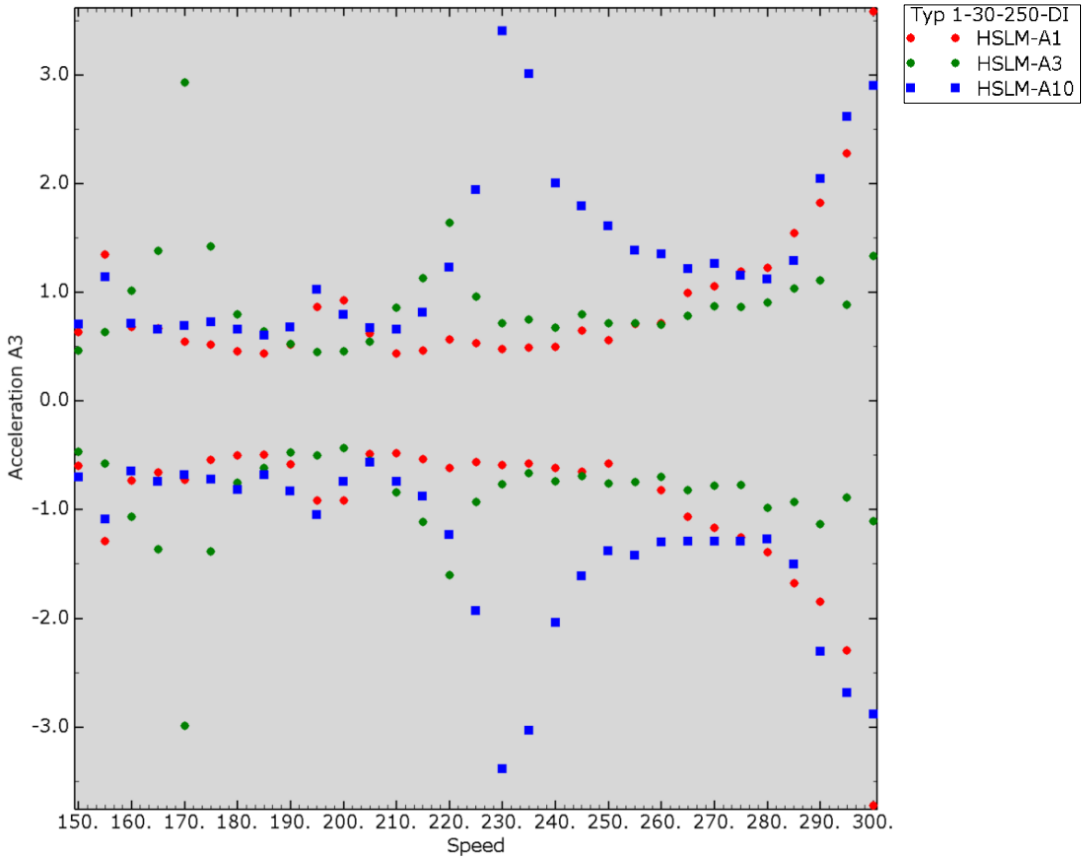
			Resultat, vertikal acceleration					Resultat, rotation vid upplag			
L	DI/BA	STH	$a_{z,lim}$	$a_{z,max}$	HSLM	Hastighet	Kontroll	h	θ_{lim}	θ_{max}	Kontroll
(m)		(km/h)	(m/s²)	(m/s²)		(km/h)		(m)	(mrad)	(mrad)	
30	DI	250	5.0	3.8	A1	300	OK	3.10	0.65	**0.64**	OK
	DI	350	5.0	**4.8**	A1	415	OK	3.49	0.57	0.43	OK
	BA	250	3.5	3.3	A1	300	OK	3.29	0.61	0.60	OK
				3.4	*A10*	*240*				***0.61***	
32	DI	250	5.0	4.4	A1	300	OK	3.34	0.60	**0.60**	OK
	DI	350	5.0	**5.0**	A1	420	OK	3.90	0.51	0.40	OK
	BA	250	3.5	**3.3**	A1	300	OK	3.51	0.57	**0.57**	OK
				2.0	*A5*	*195*				*0.44*	
38	DI	250	5.0	3.0	A1	300	OK	4.15	0.48	**0.47**	OK
	DI	350	5.0	**5.0**	A2	420	OK	4.65	0.43	0.37	OK
	BA	250	3.5	**3.2**	A1	300	OK	4.38	0.46	**0.46**	OK
				2.0	*A9*	*230*				*0.39*	

Tabell 6-7: Brotyp 1: Vertikal acceleration och rotation vid upplag inklusive förstoringsfaktorn 1+ φ''/2 enl. kap. 6.2. Orangemarkerade värden avser dimensionerande värden. Kursiva värden för ballasterat spår avser ballastdensitet 1700 kg/m³.

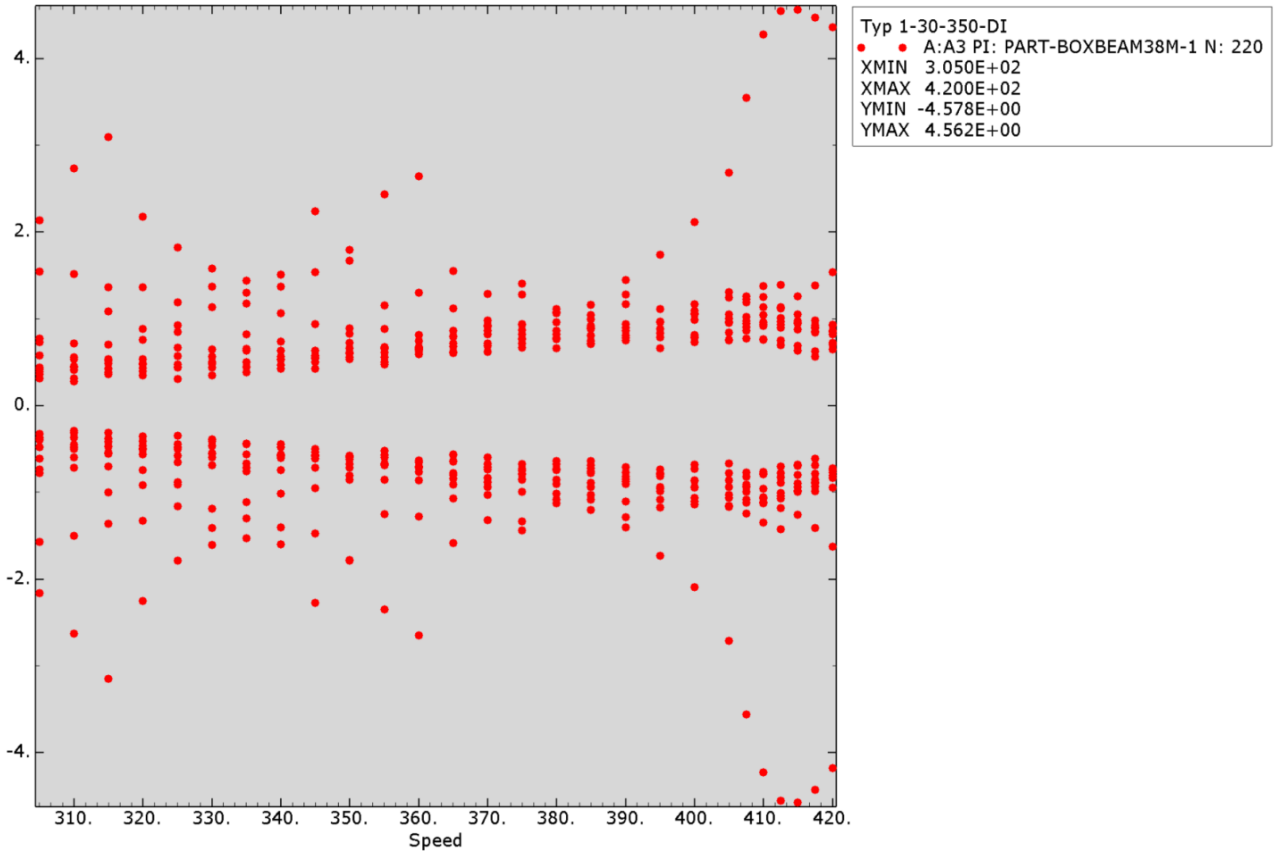


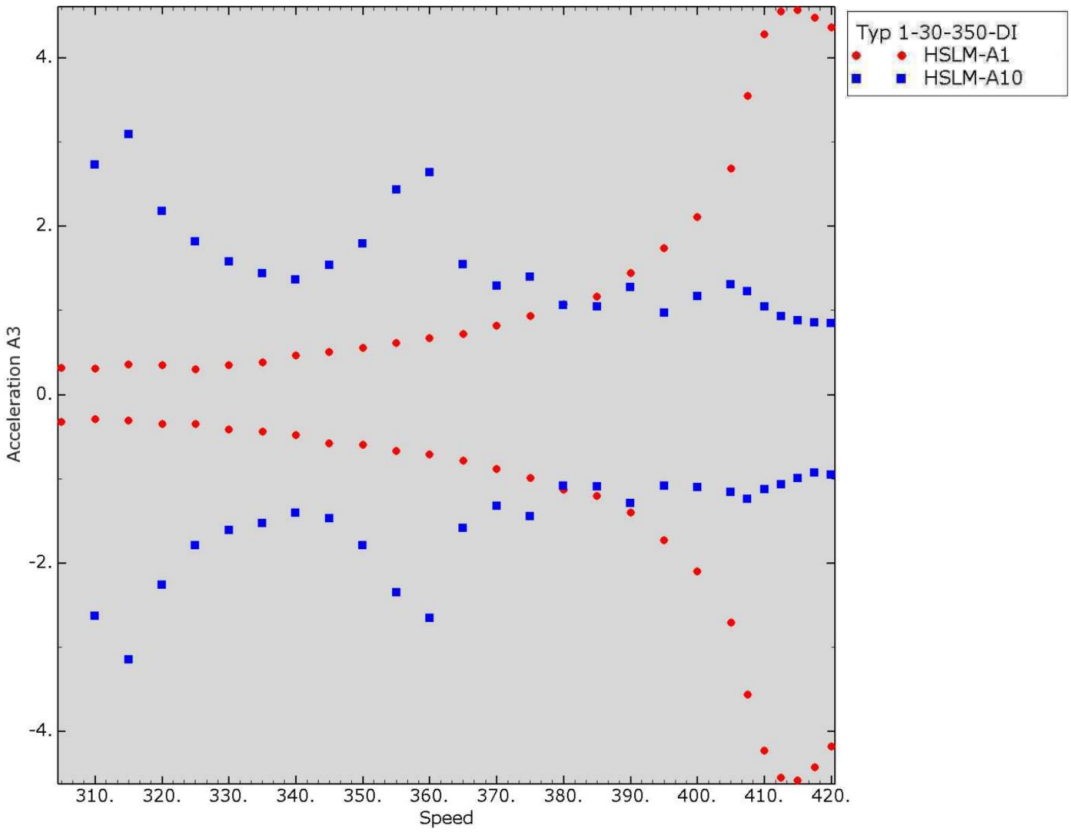
Tabell 6-8: Brotyp 1: Vertikal acceleration som funktion av spännvidden



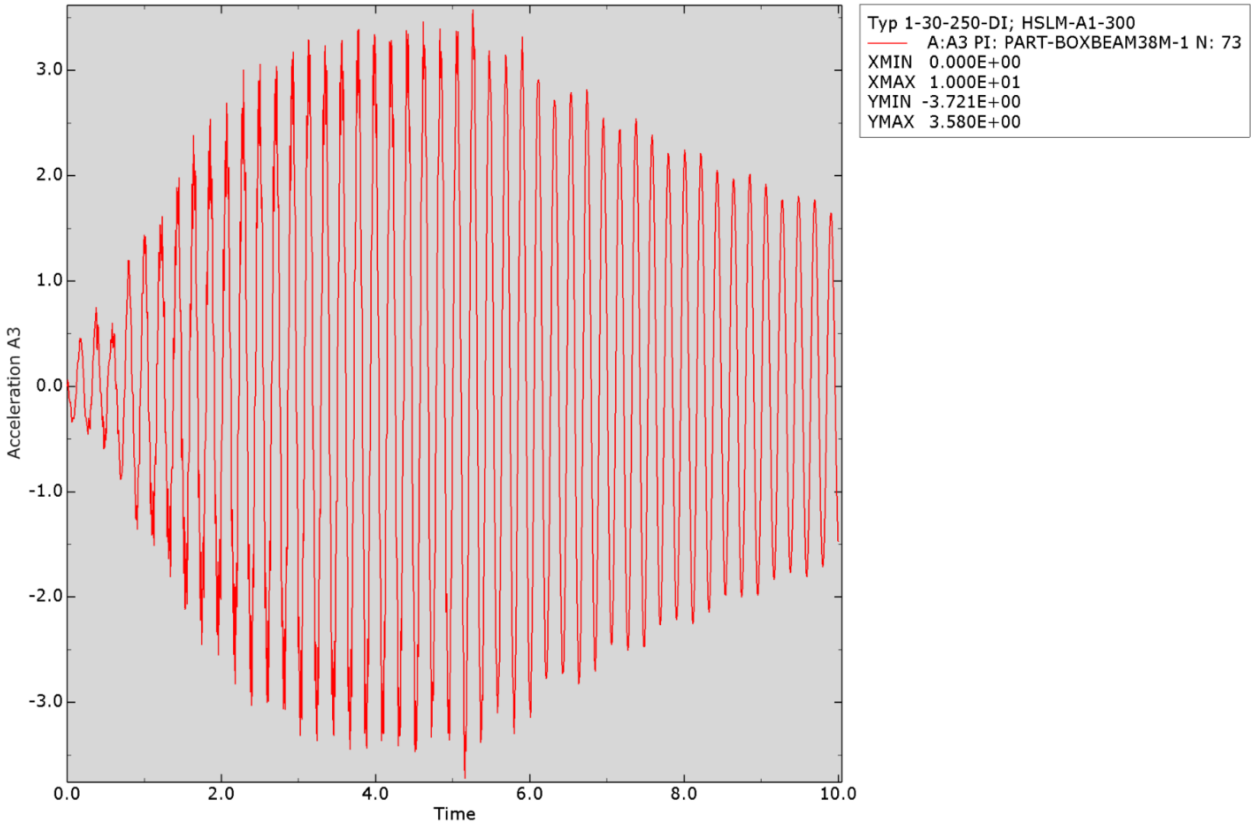


Figur 6-4 : Typ 1-30-DI-250. Övre bilden: Max vertikal acceleration för alla fordon och hastigheter. En punkt motsvarar värdet för ett fordon vid en viss hastighet. Undre bilden: Dimensionerande fordon HSLM-A1 (röda prickar) samt HSLM-A3 (grön) och HSLM-A10 (blå). Värden redovisas exklusive förstoringsfaktorn 1+ φ''/2.

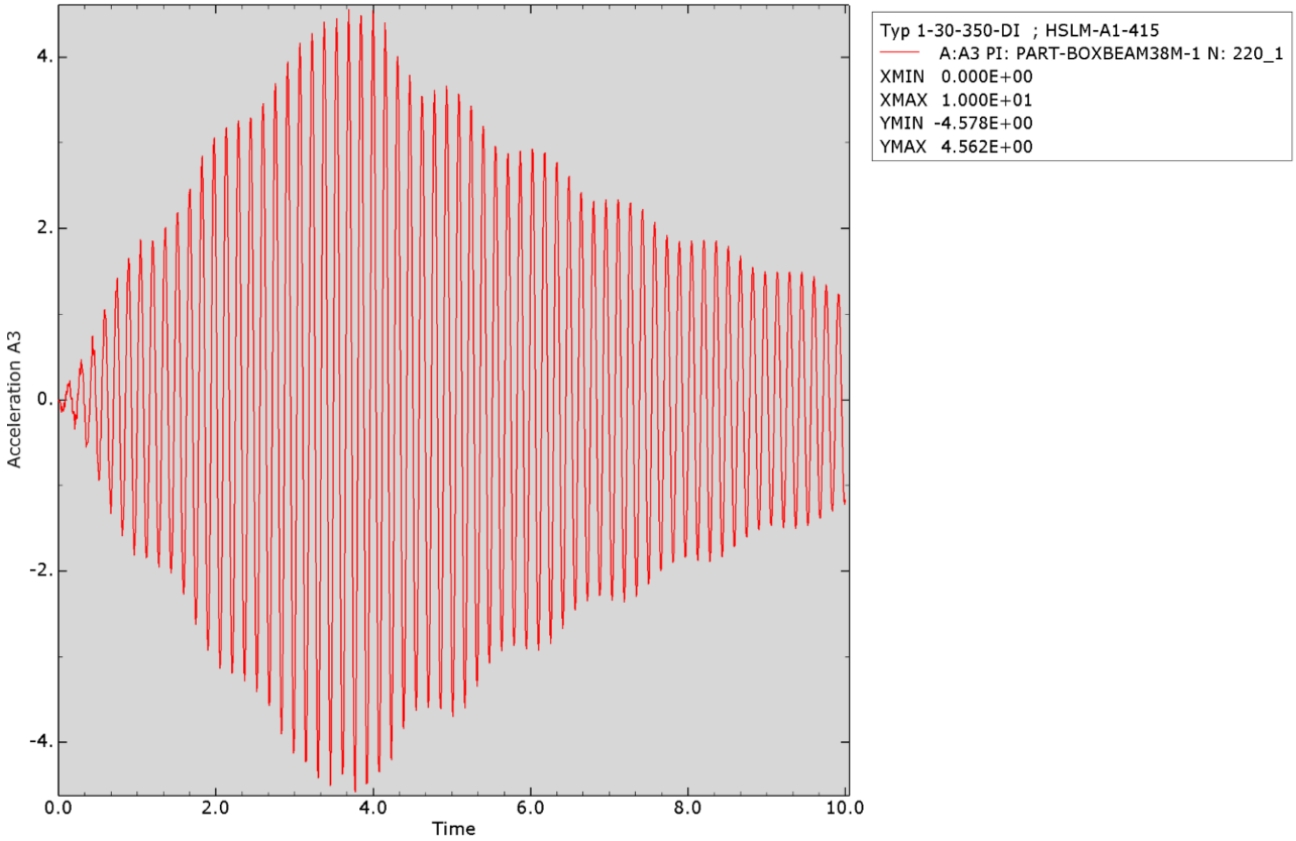




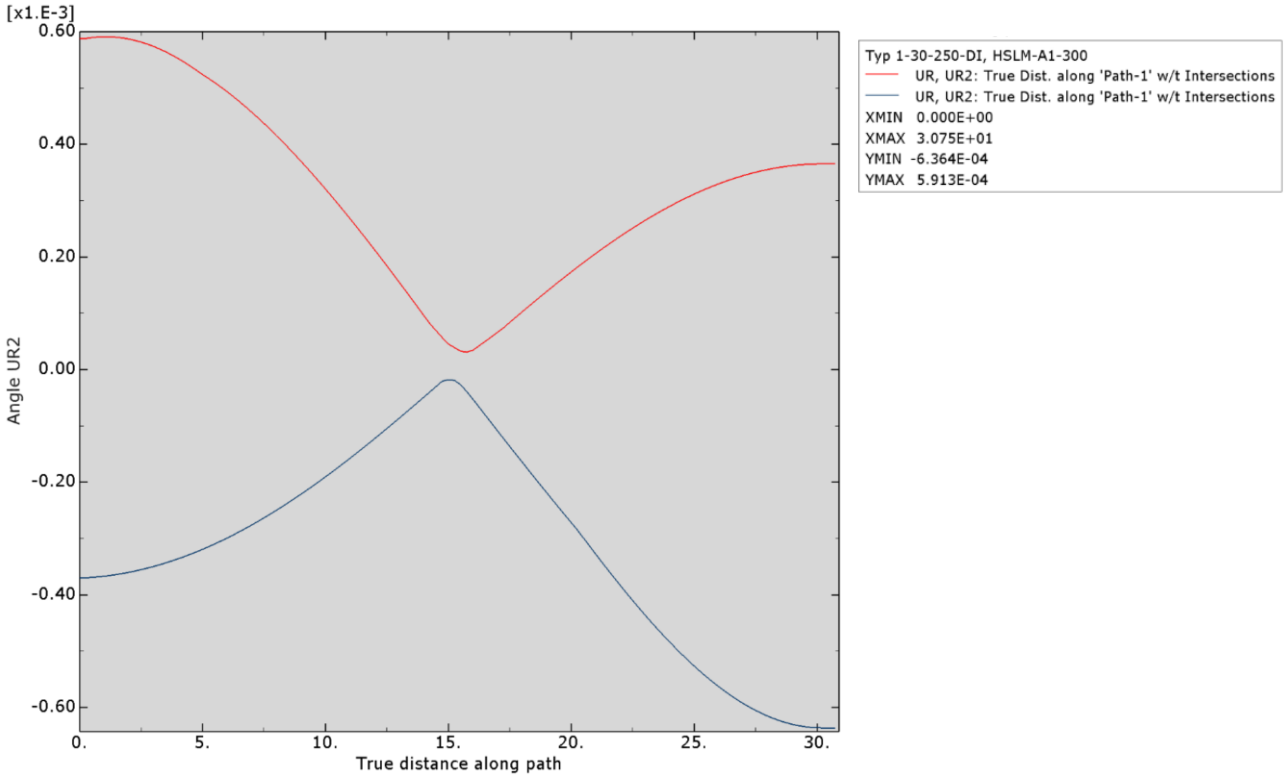
Figur 6-5 : Typ 1-30-DI-350. Övre bilden: Max vertikal acceleration för alla fordon och hastigheter. En punkt motsvarar värdet för ett fordon vid en viss hastighet. Undre bilden: Dimensionerande fordon HSLM-A1 (röda prickar) samt HSLM-A10 (blå). Värden redovisas exklusive förstoringsfaktorn 1+ φ"/2.



Figur 6-6 : Typ 1-30-DI-250. Tidshistoria över max vertikal acceleration för dimensionerande fordon A1 vid hastigheten 300 km/h. Värden redovisas exklusive förstoringsfaktorn 1+ φ"/2.



Figur 6-7 : Typ 1-30-DI-350. Tidshistoria över max vertikal acceleration för dimensionerande fordon A1 vid hastigheten 415 km/h. Värden redovisas exklusive förstoringsfaktorn 1+ φ"/2.



Figur 6-8 : Typ 1-30-DI-250: Max rotation vid upplag. Värden redovisas exklusive förstoringsfaktorn 1+ φ"/2.

6.3.2 Brotyp 2

Vertikal acceleration är dimensionerande för den dynamisk analysen av brotyp 2 och 2a. Resultaten redovisas i Tabell 6-9 nedan samt i Figur 6-9 och 6-10.

Max vertikal acceleration kontrolleras enligt SS-EN 1990 A2.4.4.2.1 mot följande gränsvärde:

Direktinfästa räler: 5 m/s²

Max rotation vid upplag kontrolleras enligt SS-EN 1990 A2.4.4.2.3 (3) samt TRVINFRA 7.1.4.1 tabell 7.1-1. Gränsvärde:

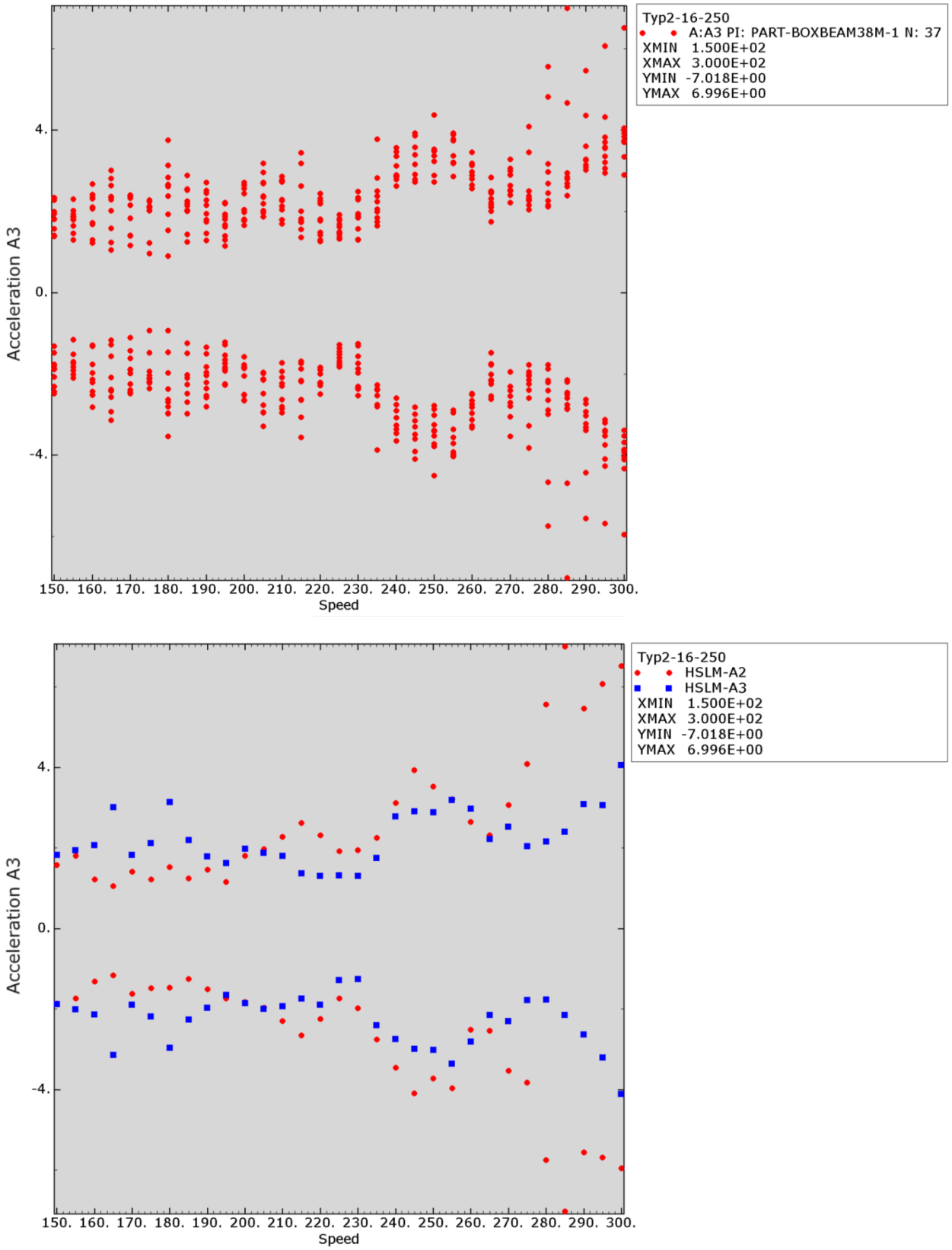
Θ = 2e-3/h där h är avstånd mellan RÖK och rotationscentrum för lager.

Slutsatser av resultaten:

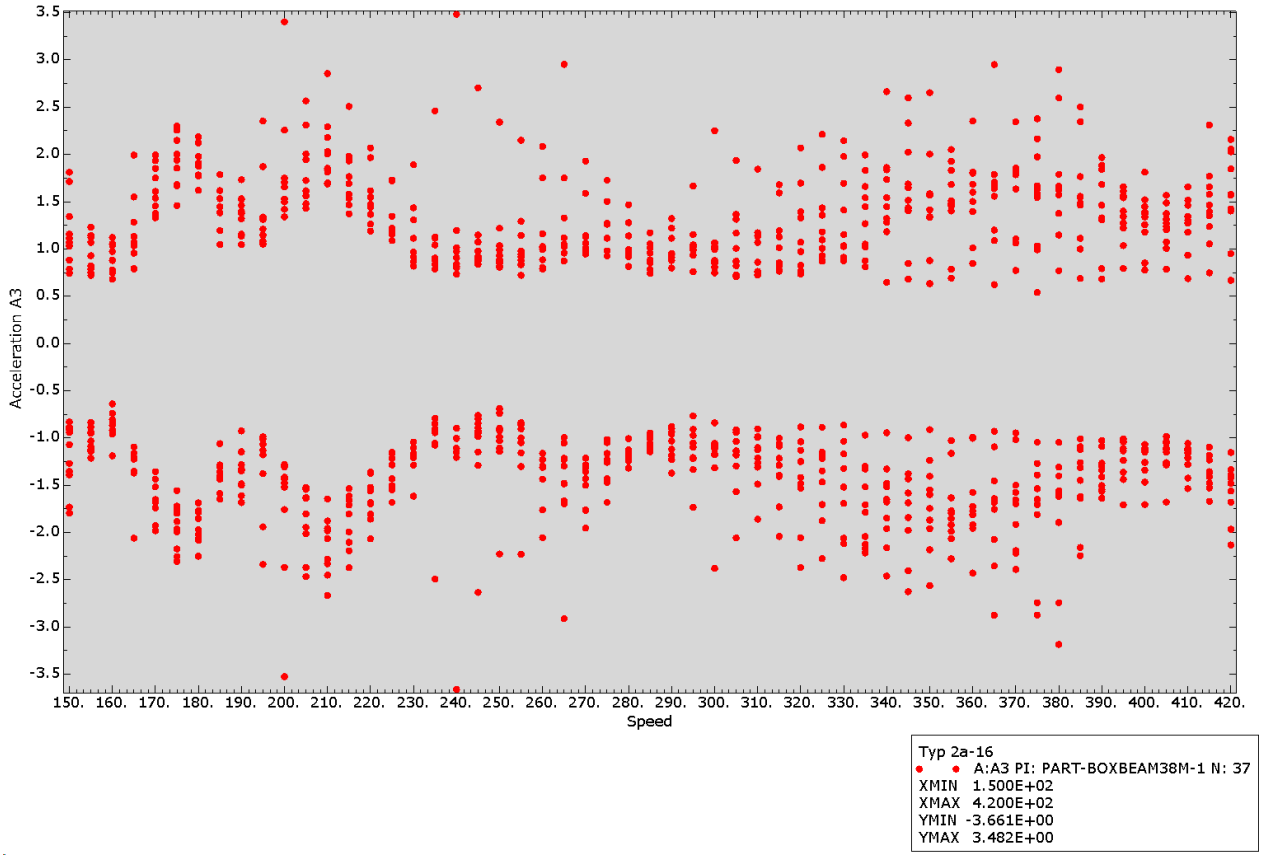
Brotyp 2: Vertikal acceleration ligger över gränsvärdena. Massan i bron är för låg.
Brotyp 2a: Resultaten ligger under gränsvärdena. Vertikal acceleration är dimensionerande.

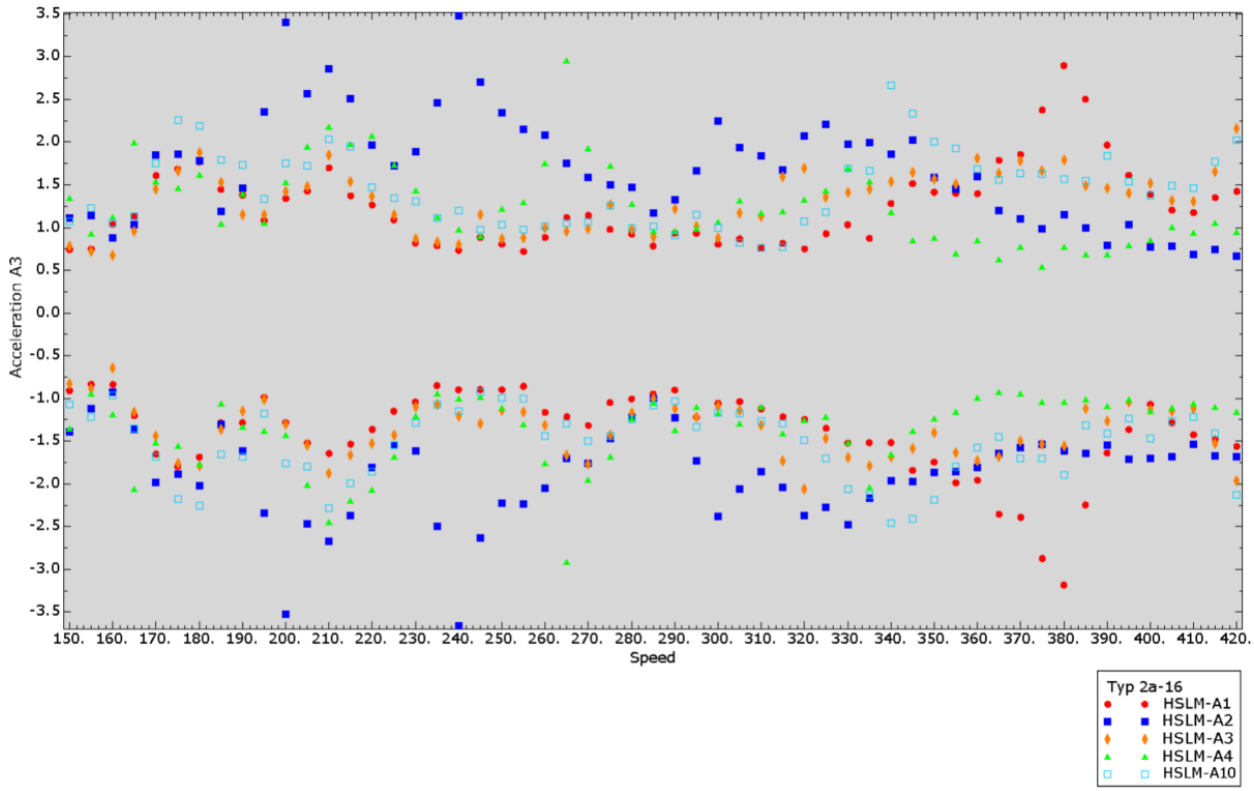
		Resultat, vertikal acceleration					Resultat, rotation vid upplag			
Brotyp	L	$a_{z,lim}$	$a_{z,max}$	HSLM	Hastighet	Kontroll	h	θ_{lim}	θ_{max}	Kontroll
	(m)	(m/s²)	(m/s²)		(km/h)		(m)	(mrad)	(mrad)	
2	16	5.0	10.6	A2	285	EJ OK	2.36	0.85	0.36	OK
2a		5.0	5.0	A2	240	OK	2.36	0.85	0.28	OK

Tabell 6-9: Brotyp 2: Vertikal acceleration och rotation vid upplag inklusive förstoringsfaktorn 1+ φ"/2. Vitt fält avser brotyp 2 (STH 250 km/h). Grått fält avser brotyp 2a för dimensionerande hastighet 150-420 km/h (STH 350 km/h)



Figur 6-9 : Typ 2-16-250. Övre bilden: Max vertikal acceleration för alla fordon och hastigheter. En punkt motsvarar värdet för ett fordon vid en viss hastighet. Undre bilden: Dimensionerande fordon HSLM-A2 (röda prickar) samt HSLM-A3 (blå). Värden redovisas exklusive förstoringsfaktorn 1+ φ''/2. Observera att accelerationerna ligger över gränsvärdena.





Figur 6-10 : Typ 2a-16. Övre bilden: Max vertikal acceleration för alla fordon i dimensionerande hastighet 150–420 km/h (STH 350 km/h). En punkt motsvarar värdet för ett fordon vid en viss hastighet. Undre bilden: Max vertikal acceleration för HSLM-A1, A2, A3, A4 och A10 i hastighetsintervall 150–420 km/h. Värden redovisas exklusive förstoringsfaktorn 1+ φ"/2.

6.3.3 Brotyp 3

Vertikal acceleration är dimensionerande för den dynamisk analysen av brotyp 3. Resultaten redovisas i Tabell 6-10 nedan samt i Figur 6-11.

Max vertikal acceleration kontrolleras enligt SS-EN 1990 A2.4.4.2.1 mot följande gränsvärde:

Direktinfästa räler: 5 m/s^2

Max rotation vid upplag kontrolleras enligt SS-EN 1990 A2.4.4.2.3 (3) samt TRVINFRA 7.1.4.1 tabell 7.1-1. Gränsvärde:

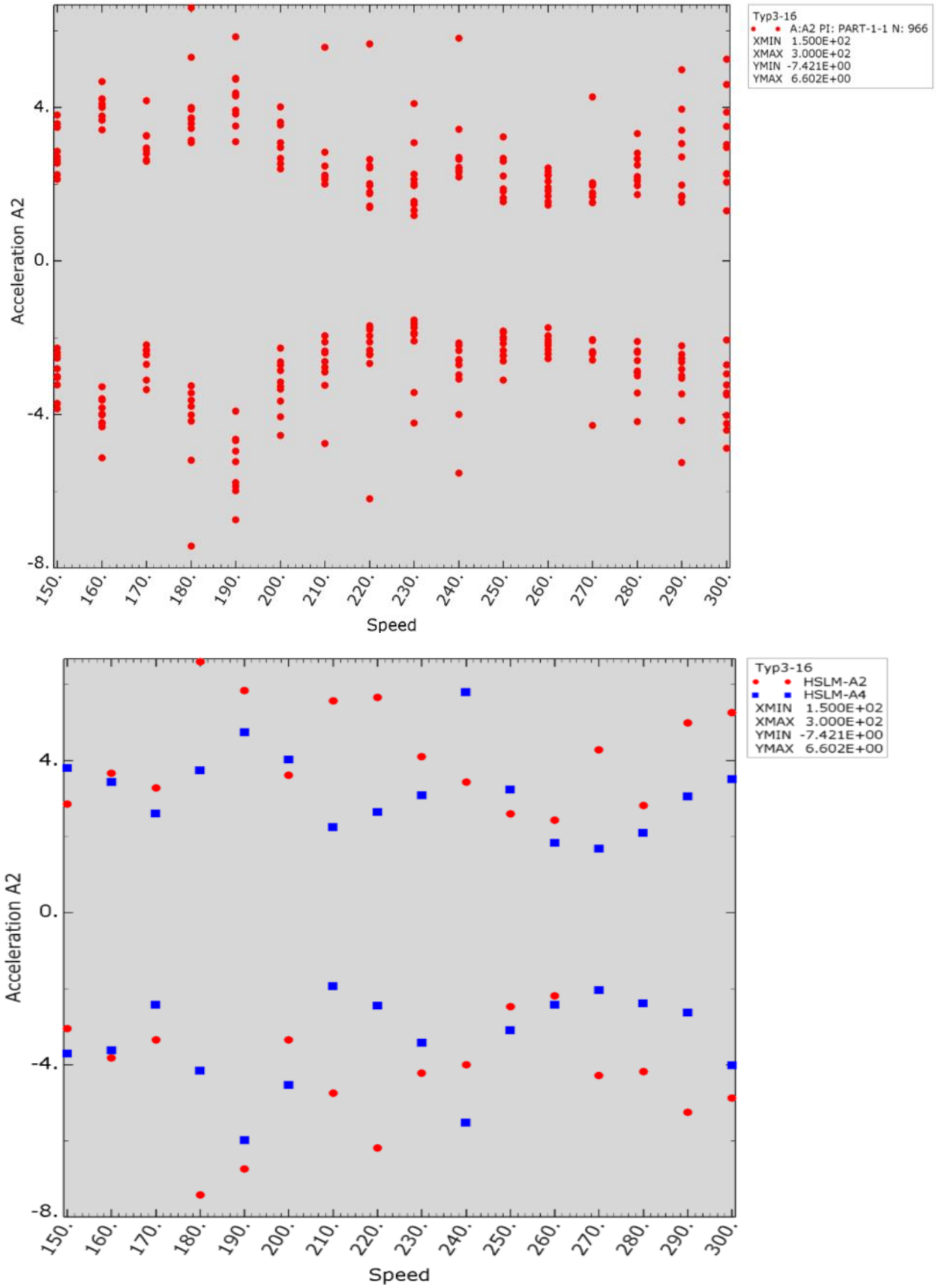
Θ = 2e-3/h där h är avstånd mellan RÖK och rotationscentrum för lager.

Slutsatser av resultaten:

Vertikal acceleration ligger över gränsvärdena. Massan i bron är för låg.

	Resultat, vertikal acceleration				
L	$a_{z,lim}$	$a_{z,max}$	HSLM	Hastighet	Kontroll
(m)	(m/s^2)	(m/s^2)		(km/h)	
16	5.0	9.9	A2	180	EJ OK

Tabell 6-10: Brotyp 3: Vertikal acceleration inklusive förstoringsfaktorn 1+ φ"/2. Rotation vid upplag redovisas inte.



Figur 6-11 : Typ 3-16. Övre bilden: Max vertikal acceleration för alla fordon och hastigheter. En punkt motsvarar värdet för ett fordon vid en viss hastighet. Undre bilden: Dimensionerande fordon HSLM-A2 (röda prickar) samt HSLM-A4 (blå). Värden redovisas exklusive förstoringsfaktorn 1+ φ''/2. Observera att accelerationerna ligger över gränsvärdena.

6.4 Vridning

Max vridning kontrolleras enligt SS-EN 1990 A2.4.4.2.2 (2) för HSLM i dynamisk beräkning och LM71 i statisk beräkning. Gränsvärde:

$t_{lim} \leq t_3$ = 1.5 mm vilket motsvarar vridningsvinkel 1.5/1435 = 1.05 mrad.

			Resultat, vridning			
L	DI/BA	STH	t_{lim}	HSLM $t_{dyn,max}$	LM71 $t_{stat,max}$	Kontroll
(m)		(km/h)	(mrad)	(mrad)	(mrad)	
30	DI	250	1.05	0.13	0.96	OK
	DI	350	1.05	0.08	0.44	OK
	BA	250	1.05	0.27	0.76	OK
32	DI	250	1.05	0.12	0.86	OK
	DI	350	1.05	0.08	0.38	OK
	BA	250	1.05	0.19	0.70	OK
38	DI	250	1.05	0.13	0.68	OK
	DI	350	1.05	0.09	0.33	OK
	BA	250	1.05	0.09	0.57	OK

Tabell 6-11: Brotyp 1: Vridning i dynamisk beräkning för HSLM (inklusive förstoringsfaktor1+ φ''/2) och statisk beräkning av LM71.

	Resultat, vridning			
L	t_{lim}	HSLM $t_{dyn,max}$	LM71 $t_{stat,max}$	Kontroll
(m)	(mrad)	(mrad)	(mrad)	
16	1.05	0.11	0.21	OK

Tabell 6-12: Brotyp 2: Vridning i dynamisk beräkning för HSLM (inklusive förstoringsfaktor1+ φ''/2) och statisk beräkning av LM71.

6.5 Nedböjning

Max nedböjning för trafiklast kontrolleras enligt SS-EN 1990 A2.4.4.2.3 (1), A2.4.4.3.2. Max L/δ hämtas från figur A2.3 i SS-EN 1990 A2.4.4.3.2 (3). L/δ kan reduceras med 0.7 för enfacksbro samt divideras med 1.3 för komfortnivå ”Bra” enligt SS-EN 1990 A2.4.4.3.2 (4) och (5) samt TRVINFRA 7.2.1.1.4.2.1.

I tabellerna nedan redovisas gränsvärdet U_{lim} samt max dynamisk och statisk nedböjning. Dynamisk förstoringsfaktor φ'_{dyn} beräknas också för brotyp 1 och 2. φ'_{dyn} beräknas inte för brotyp 3 då accelerationskraven inte är uppfyllda enligt kapitel 6.3.3, Tabell 6-10.

			Resultat, nedböjning					
L	DI/BA	STH	u_{lim}	HSLM $u_{dyn,max}$	HSLM $u_{stat,max}$	LM71 $u_{stat,max}$	Kontroll	φ'_{dyn} $u_{dyn,max}/u_{stat,max}$-1
(m)		(km/h)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)		
30	DI	250	38	6.8	5.2	19	OK	0.32
	DI	350	34	4.3	2.6	10	OK	0.64
	BA	250	38	6.1	4.3	16	OK	0.44
32	DI	250	38	5.9	5.0	19	OK	0.18
	DI	350	34	4.0	2.4	9	OK	0.68
	BA	250	38	6.2	4.1	15	OK	0.50
38	DI	250	42	5.6	4.5	17	OK	0.26
	DI	350	39	4.8	2.4	9	OK	0.98
	BA	250	42	6.4	3.8	14	OK	0.67

Tabell 6-13: Brotyp 1: Nedböjning i dynamisk och statisk beräkning samt beräkning av dynamisk förstoringsfaktor.

	Resultat, nedböjning					
L	U_{lim}	HSLM $u_{dyn,max}$	HSLM $u_{stat,max}$	LM71 $u_{stat,max}$	Kontroll	φ'_{dyn} $u_{dyn,max}/u_{stat,max}$-1
16	20	1.9	1.0	3.2	OK	0.84

Tabell 6-14: Brotyp 2: Nedböjning i dynamisk och statisk beräkning samt beräkning av dynamisk förstoringsfaktor.

	Resultat, nedböjning			
L	U_{lim}	HSLM $u_{stat,max}$	LM71 $u_{stat,max}$	Kontroll
(m)	(mm)	(mm)	(mm)	
16	20	3.5	10	OK

Tabell 6-15: Brotyp 3: Nedböjning i statisk beräkning. Se även resultat i bilaga 8.
Dynamisk nedböjning visas ej då accelerationskraven i kapitel 6.3.3 ej är uppfyllda.

6.6 Snittkrafter

6.6.1 Jämförelse mellan LM71 och HSLM

Jämförelse mellan snittkrafter från HSLM och LM71 enligt SS-EN 1991-2 6.4.6.5 (3):

Dynamisk jämförelse:

$$(1+\varphi''/2) \cdot \text{HSLM-dynamisk} \leq \Phi_2 \cdot \alpha \cdot \text{LM71}$$

Kontroll utförs i Tabell 6-16 och Tabell 6-17 nedan.

Alternativ med statisk jämförelse:

$$(1+\varphi''/2 + \varphi'_{dyn}) \cdot \text{HSLM-statisk} \leq \Phi_2 \cdot \alpha \cdot \text{LM71}$$

			HSLM		LM71		Kontroll HSLM dyn ≤ LM71
			Dynamiska snittkrafter inkl. 1+φ"/2		Snittkrafter inkl. Φ_2		
L	DI/BA	STH	Mmax	Vmax	Mmax	Vmax	
(m)		(km/h)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)	
30	DI	250	5818	1047	18500	2500	OK
	DI	350	8131	1068			
	BA	250	7461	1124			
32	DI	250	6410	936	20700	2600	OK
	DI	350	9389	1135			
	BA	250	6824	957			
38	DI	250	9278	1059	28200	3000	OK
	DI	350	15196	1418			
	BA	250	11098	1211			

Tabell 6-16: Brotyp 1: Snittkrafter från dynamisk beräkning av HSLM jämförs med LM71.

	HSLM		snittkrafter		Kontroll HSLM dyn ≤ LM71
	Dynamiska snittkrafter inkl. 1+φ"/2		Snittkrafter inkl. Φ_2		
L	Mmax	Vmax	Mmax	Vmax	
(m)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kN)	
16	2414	487	6694	1749	OK

Tabell 6-17: Brotyp 2: Snittkrafter från dynamisk beräkning av HSLM jämförs med LM71.

6.6.2 Kontroll av utnyttjandegrader i brottgräns och utmattning

Spänningskontroll för brotyp 1, 2 och 3 har utförts för brottgräns och utmattning. Resultat med utnyttjandegrader sammanställs i Tabell 6-18, Tabell 6-19 och Tabell 6-20 nedan.

			Resultat, statisk beräkning			
			Utnyttjandegrad			
L	DI/BA	STH	Brottgräns		Utmattning	
(m)		(km/h)	Moment	Tvärkraft *)	Moment	Tvärkraft *)
30	DI	250	54%	67%	61%	52%
	DI	350	29%	71%	31%	44%
	BA	250	50%	78%	51%	49%
32	DI	250	50%	73%	55%	49%
	DI	350	27%	76%	29%	39%
	BA	250	45%	83%	46%	47%
38	DI	250	43%	87%	46%	40%
	DI	350	24%	63%	24%	31%
	BA	250	40%	98%	39%	38%

*) Tvärkraftskapaciteten har beräknats utan hänsyn till livavstyvningar och annan förstärkning. Värdet är därför inte lika relevant som momentkapaciteten.

Tabell 6-18: Brotyp 1: Utnyttjandegrad i statisk beräkning för brottgräns och utmattning.

	Resultat, statisk beräkning			
	Utnyttjandegrad			
L	Brottgräns		Utmattning	
(m)	Moment	Tvärkraft *)	Moment	Tvärkraft *)
16	13%	13%	16%	12%
	15%	14%	17%	13%

*) Tvärkraftskapaciteten har beräknats utan hänsyn till livavstyvningar och annan förstärkning. Värdet är därför inte lika relevant som momentkapaciteten.

Tabell 6-19: Brotyp 2: Utnyttjandegrad i statisk beräkning för brottgräns och utmattning. Grått fält avser brotyp 2a.

	Resultat, statisk beräkning			
	Utnyttjandegrad			
L	Brottgräns		Utmattning	
(m)	Moment	Tvärkraft *)	Moment	Tvärkraft *)
16	31%	39%	36%	45%

*) Tvärkraftskapaciteten har beräknats utan hänsyn till livavstyvningar och annan förstärkning. Värdet är därför inte lika relevant som momentkapaciteten.

Tabell 6-20: Brotyp 3: Utnyttjandegrad i statisk beräkning för brottgräns och utmattning. Resultat redovisas även i bilaga 8.

7 KOSTNADSJÄMFÖRELSE

I tabellen och diagrammet nedan har schablonpris för underbyggnad och överbyggnad beräknats för alla brotyper. Priset baseras på stålpris 43-53 kr/kg samt priset 700 kkr/stöd. Jämförelsepriset utgår från brotyp 1-30-DI-250.

				Kostnadskalkyl						
				Underbyggnad		Överbyggnad				Jämförelsepris mot brotyp 1 30-DI-250
				Stöd		Stål		Betong		
Brotyp	L (m)	DI/BA	STH (km/h)	Antal stöd (antal/m)	Schablonpris (kkr/m)	Vikt stål (ton/m)	Schablonpris (kkr/m)	Schablonpris (kkr/m)	Totalpris (kkr/m)	(%)
1	30	DI	250	0,032	23	4,3	185	12	219	100%
		DI	350			6,1	263		298	136%
		BA	250			4,8	205		239	109%
1	32	DI	250	0,030	21	4,7	202	12	234	107%
		DI	350			6,5	281		314	143%
		BA	250			5,3	227		260	118%
1	38	DI	250	0,026	18	5,9	253	12	283	129%
		DI	350			8,8	379		409	186%
		BA	250			6,4	274		303	138%
2	16	DI	350	0,059	41	6,3	273	-	314	143%
2a	16	DI	350	0,059	41	6,3	273	6	320	146%
3	16	DI	350	0,059	41	3,6	190	-	231	105%

Tabell 7-1: Jämförelsepris mellan olika brotyper. Pris utgår från brotyp 1-30-DI-250 som får jämförelsepriset 100%. Övriga brotyper relaterar till detta pris. Spårsystemen (direktinfästa räler eller ballasterat spår) har fått samma schablonpris i tabellen.

Figur 7-1 Jämförelsepris mellan olika brotyper enligt tabellen ovan. Pris utgår från brotyp 1-30-DI-250 som har jämförelsepriset 100%.

Stålpriserna inkluderar material, målning, tillverkning, transporter och montage vilket skall avspegla färdiga stålbalkar på bron. Priset är uppbyggt enligt tabell 7.2 nedan.

Kostnad stålbalkar

	Brotyp	
	1-2	3
Material, målning o tillverkning	32,5	42,5
Transport	3	3
Montage	7,5	7,5
Summa:	**43**	**53**
	kr/kg	**kr/kg**

Tabell 7-2 : Kostnad stålbalkar

7.1 Aspekter på byggande av många mil bro

Följande frågeställningar bör besvaras om man ska erhålla en rättvis kostnadskalkyl för en bro som sträcker sig över flera mil.

Val av platsbyggd fabrik alternativt nyttjande av tillgängliga verkstäder för ståltillverkning:

- För vilken minsta etapplängd bör en fabrik byggas?
- Hur långa stålsektioner kan verkstäder i närområdet bygga och hantera?
- Kan större vikt än 80 ton hanteras?
- Vilken kapacitet har vägarna i närområdet med avseende på maxbelastning?

Hur många mil bro kan byggas per år?

Exempel 1:

- Normal verkstad i Europa med kapacitet på 25,000 ton stål per år
- Brotyp 1-30-DI-250 med 4.4 ton stål/m bro
- Totalt 25,000/4.4~ 6 km bro kan byggas per år

Exempel 2:

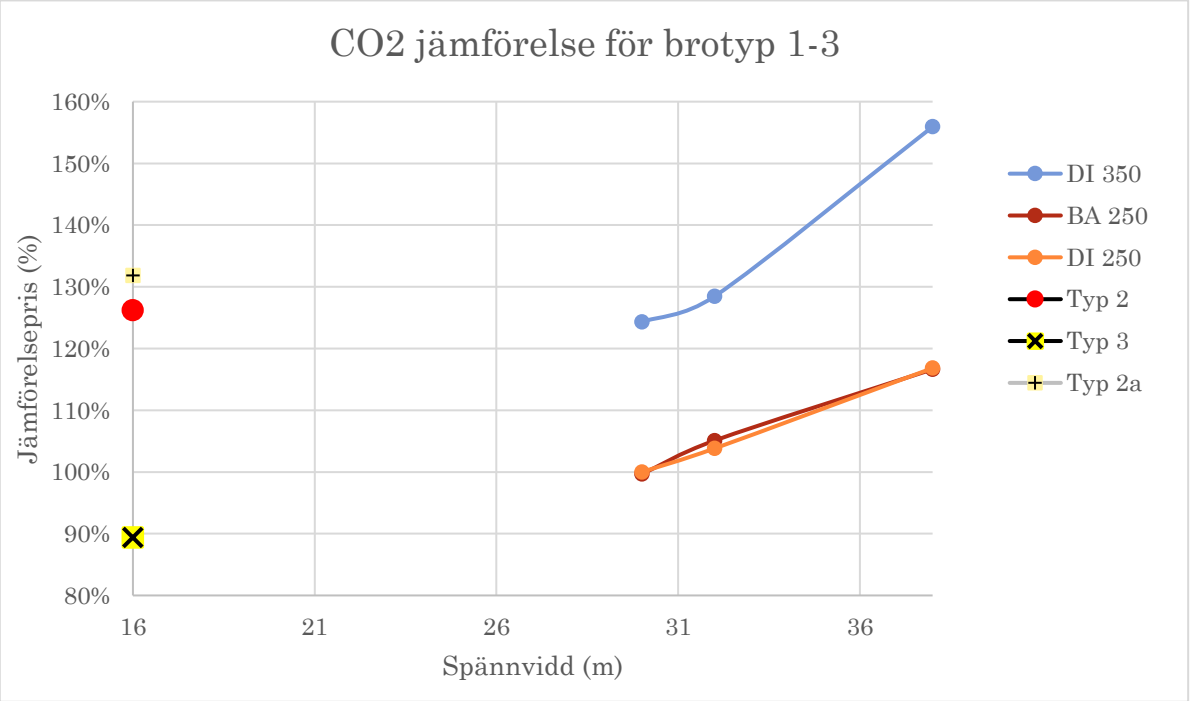
- Verkstad i Kina med kapacitet på 300,000 ton stål per år. Räknar med att vi utnyttjar en 1/3 del av kapaciteten med 100,000 ton per år.
- Brotyp 1-30-DI-250 med ca 4.4 ton stål/m bro
- Totalt 100,000/4.4 ~ 23 km bro kan byggas per år

8 KLIMATKALKYL

I tabellen och diagrammet nedan har CO2-värdet för underbyggnad, överbyggnad samt direktinfäst spårsystem alternativt ballast beräknats för alla brotyper. Alla CO2-värden utgår ifrån emissionsfaktorer i bilaga 9. Jämförelsevärdet utgår från brotyp 1-30-DI-250.

				CO2 kalkyl						
				Underbyggnad		Överbyggnad			Total mängd	CO2 jämförelse mot brotyp 1 30-DI-250
				Stöd		Stål		Betong+spår/ballast		
Brotyp	L (m)	DI/BA	STH (km/h)	Antal stöd (antal/m)	CO2 (ton/m)	Vikt stål (ton/m)	CO2 (ton/m)	CO2 (ton/m)	CO2	(%)
1	30	DI	250	0,032	4,0	4,4	11	4	19	100%
		DI	350			6,2	16	4	24	124%
		BA	250			4,8	12	3	19	100%
1	32	DI	250	0,030	3,8	4,7	12	4	20	104%
		DI	350			6,6	17	4	24	128%
		BA	250			5,3	13	3	20	105%
1	38	DI	250	0,026	3,2	5,9	15	4	22	117%
		DI	350			8,9	22	4	30	156%
		BA	250			6,4	16	3	22	117%
2	16	DI	350	0,059	7,3	6,4	16	1	24	126%
2a	16	DI	350	0,059	7,3	6,4	16	2	25	132%
3	16	DI	250	0,059	7,3	3,6	9	1	17	89%

Tabell 8-1: CO2 jämförelse mellan olika brotyper. CO2 värdet utgår från brotyp 1-30-DI-250 som får värdet 100%. Övriga brotyper relaterar till detta värde.



Figur 8-1 CO2 jämförelse mellan olika brotyper enligt tabellen ovan. CO2 värdet för brotyp 1-30-DI-250 har jämförelsevärdet 100%.

8.1 Användning av grönt stål

Fossilfritt stål

SSAB har som mål att kunna leverera fossilfritt stål under 2026 [4]. Produktionen ska vara fullt utbyggd under 2030.

Fossilfritt stål tillverkas utan tillsats av koks som normalt används vid stålframställning när järnmalm hettas upp i masugnen. Koks ersätts med vätgas vilket ger vatten som restprodukt i stället för koldioxid.

Återvunnet stål

SSAB Zero är ett återvunnet stål som började levereras under 2023 [5]. Stålet används med framgång i USA.

Stålskrot hettas upp med fossilfria bränslekällor och nytt stål kan produceras med minimala utsläpp av koldioxid.

Nackdelarna med stålet är att det är dyrare att producera än vanligt stål.

9 SLUTSATS

I kapitel 9.1 redovisas slutsatser av beräkningsresultaten.

I kapitel 9.2 beskrivs för- och nackdelar med respektive brotyp samt förslag på utökade studier.

9.1 Slutsatser av beräkningar och klimatkalkyler

Följande slutsatser kan dras med beaktande av beräkningar och klimatkalkyler:

- Tvärsnitten för brotyp 1 med spännvidderna 30 och 32 m är det mest effektiva med hänsyn till både kostnad och klimatpåverkan i jämförelse med övriga brotyper.
- Skillnaden mellan direktinfästa räler och ballasterat spår för brotyp 1 är relativt liten med avseende på stålmängd och klimatpåverkan.
- Brotyp 2, 2a och 3 gynnas av en enkel spåruppbyggnad men kräver i gengäld en tätare placering av stödkonstruktionerna.

I kapitel 9.1.1-4 nedan redovisas slutsatser för respektive brotyp.

I diagram 9.1 nedan redovisas stålvikt per meter bro för alla brotyper.

Figur 9-1 : Stålvikt per meter bro i ton/m. Vikt för alla stålbalkarna redovisas.

9.1.1 Brotyp 1

I kapitel 4.1.2 redovisas tvärsnitt för brotyp 1 – samverkansbro med lådtvärsnitt för spännvidderna 30, 32 och 38 m. Tvärsnitten delas in i tre undertyper för varje spännvidd:

- DI-250: Direktinfästa räler (DI) med maximalt tillåten tåghastighet (STH) 250 km/h
- DI-350: Direktinfästa räler (DI) med maximalt tillåten tåghastighet (STH) 350 km/h
- BA-250: Ballasterat spår (BA) med maximalt tillåten tåghastighet (STH) 250 km/h

Ståltvärsnitten för DI-250 och BA-250 är relativt lika med avseende på stålvikt (se kap. 4.1.4 , Tabell 4-1). BA-250 har ca 10% högre vikt. DI-350 har ca 40–50% högre stålvikt än DI-250.

Samtliga tvärsnitt uppfyller kraven för dynamisk- och statisk beräkning enligt kapitel 6.3.1, 6.4, 6.5 och 6.6. Den dynamiska responsen är kritisk för utformningen av tvärsnittet. Vertikal acceleration och rotation vid upplag är dimensionerande parametrar.

Utnyttjandegraden för statisk beräkning i brottgräns och utmattning ligger på mellan 50–60% för tvärsnitt DI-250 och BA-250. För DI-350 är utnyttjandegraden 30–40%. Se kapitel 6.6.2, Tabell 6-18.

De dynamiska beräkningarna har utförts som fullständiga analyser med alla HSLM fordon enligt kapitel 5.1.1. Det finns dock möjlighet att använda metod II (kapitel 5.1.2) som innebär att färre HSLM-fordon behöver kontrolleras. Ytterligare förenklingar är möjliga med Metod III som utgår från flödesschemat för dynamisk beräkning (SS-EN 1991-2 6.4.4). I kapitel 5.1.3 så kontrolleras brotyp 1 med flödesschemat.

9.1.2 Brotyp 2

I kapitel 4.2.2 redovisas tvärsnittet för brotyp 2 – stållådor och separata gångbanor med spännvidden 16 m. Tvärsnittet redovisas i kapitel 4.2.2, Figur 4-13.

Kravet på vertikal acceleration uppfylls <u>inte</u> för brotyp 2 då massan i bron är för låg, vilket redovisas i kapitel 6.3.2, Tabell 6-9.

Utnyttjandegraden för statisk beräkning i brottgräns och utmattning ligger på ca 13-15%. enligt kapitel 6.6.2, Tabell 6-19.

9.1.3 Brotyp 2a

Brotyp 2 har för låg massa vilket ger förhöjd dynamisk respons med accelerationer över gränsvärdena (se föregående kapitel). För att öka massan i bron så gjuts betong i lådan för brotyp 2a (se skiss i kapitel 4.2.2, Figur 4-14). I övrigt gäller samma förutsättningar som för brotyp 2.

Tvärsnittets dynamiska respons har kontrollerats och alla krav är uppfyllda för STH 350 km/h, vilket redovisas i kapitel 6.3.2, Tabell 6-9.

Utnyttjandegraden för statisk beräkning i brottgräns och utmattning ligger på ca 15-17%. enligt kapitel 6.6.2, Tabell 6-19.

9.1.4 Brotyp 3

I kapitel 4.3.2 redovisas tvärsnittet för brotyp 3 – stålbalkar och separata gångbanor med spännvidden 16 m. Tvärsnittet redovisas i kapitel 4.3.2, Figur 4-16.

Kravet på vertikal acceleration uppfylls inte för brotyp 3 då massan i bron är för låg, vilket redovisas i kapitel 6.3.3, Tabell 6-10.

Utnyttjandegraden för statisk beräkning i brottgräns och utmattning ligger på ca 30-35%. enligt kapitel 6.6.2, Tabell 6-20.

9.2 För- och nackdelar med respektive brotyp

9.2.1 Brotyp 1

STH 250

Brotyp 1 med spännvidd 30 m och direktinfästa räler eller ballasterat spår är troligtvis de mest kostnadseffektiva brotyperna. Balkarna bör vara möjliga att transportera på allmänna vägar då vikten (67 / 74 ton) understiger 80 ton (se Tabell 4-1).

STH 350

Spännvidd 30 m med direktinfästa räler har en relativt hög balkvikt på 95 ton (3.1 ton/m). Balken måste troligtvis lanseras*) om det inte är möjligt att transportera den i delar och montera på plats.

Brotyp 1 har även studerats med längre spännvidder på 32 och 38m. Stållådornas ökade storlek är troligtvis inte ekonomiskt försvarbar. Vinsterna med en längre spännvidd kompenserar inte den ökade mängden stål.

*) Lansering sker via etappvis utbyggd bro. Exempel på detta finns i [9].

9.2.2 Brotyp 2

Den dynamiska analysen ger resultat som överstiger gränsvärdena (se kapitel 9.1.2).

9.2.3 Brotyp 2a

Stållådan till brotyp 2a har en relativt låg totalvikt på 54 ton då spännvidden endast är 16 m. Fördelarna ligger i förenklat montage och transport samt en enkel uppbyggnad av spårsystemet. Nackdelarna är ökat antal brostöd i jämförelse med brotyp 1 samt att lådan måste fyllas med betong för reduktion av dynamiska respons.

9.2.4 Brotyp 3

Den dynamiska analysen ger resultat som överstiger gränsvärdena (se kapitel 9.1.4).

9.3 Förslag på utökade studier

9.3.1 Brotyp 1

<u>Förslag på utökade studier av brotyp 1:</u>

För att klara STH 350 behövs ca 40% högre stålarea än för STH 250 (se Tabell 4-1). För att undersöka om stålmängden för STH 350 kan minskas så bör förslagsvis följande studier utföras:

- Gjutning av betong i lådan på liknade sätt som för brotyp 2a. Man kan även studera möjligheten att tillgodoräkna sig ökad dämpning *) då betongen samverkar med stålet i dragen zon. Betongen får då en förstärkt armering och tvärsnittet totala styvhet kan ökas.
- Byggnation av kontinuerlig bro i flera fack vilket ger ökad styvhet och bättre dynamiska egenskaper.
- Undersöka möjligheten att minska brons tvärsnittshöjd närmast stöd med en övergångszon till full höjd en bit ifrån stödet. Detta undersöks för att kravet på rotation närmast stöd ofta är begränsande vid utformningen av brotyp 1 (se kapitel 6.3 och Tabell 6-7).
- Utvärdera möjligheten att montera dämpare i bron. Se kapitel 9.3.5.

*) Viktad dämpning mellan samverkansbro och betongbro enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.3.1 Tabell 6.6: Stållådan har en dämpning på 0.5% och en slakarmerad betongkonstruktion har dämpning 1,5%. För en samverkanskonstruktion i underflänsen bör dämpningen kunna ökas till 0,8-1% beroende på mängden armering.

9.3.2 Brotyp 2

Förslag på utökade studier av brotyp 2:

- Analyser med minskad spännvidd

- Byggnation av kontinuerlig bro i flera fack vilket ger ökad styvhet och bättre dynamiska egenskaper.
- Utvärdera möjligheten att montera dämpare i bron. Se kapitel 9.3.5.

9.3.3 Brotyp 2a

Förslag på utökade studier av brotyp 2a:

- Analyser med ökad spännvidd
- Utvärdera tillskottsdämpning då betongen samverkar med stålet i dragen zon. Betongen får då en förstärkt armering och tvärsnittet totala styvhet kan ökas (se även kapitel 9.3.1).
- Byggnation av kontinuerlig bro i flera fack vilket ger ökad styvhet och bättre dynamiska egenskaper.
- Utvärdera möjligheten att montera dämpare i bron. Se kapitel 9.3.5.

9.3.4 Brotyp 3

Förslag på utökade studier av brotyp 3:

- Analyser med minskad spännvidd
- Utvärdera om betonggjutning i lådan kan reducera de dynamiska effekterna såsom för brotyp 2a.
- Byggnation av kontinuerlig bro i flera fack vilket ger ökad styvhet och bättre dynamiska egenskaper.
- Utvärdera möjligheten att montera dämpare i bron. Se kapitel 9.3.5.

9.3.5 Installation av dämpare

Montering av dämpare i bron är en åtgärd som kan minska den dynamiska responsen i bron. Dämpare kan vara av typen viskösa dämpare alternativt pendlande massor och fjädrar.

Exempel på bro med monterade dämpare:

Bro över Bryngeån nära Örnsköldsvik: Här finns dämpare monterade vid de rörliga lagerna enligt Figur 9-2 nedan. När bron deformeras så uppstår en horisontell rörelse i nederkant balk. För en dynamisk tåglast kan svängningsrörelsen i horisontalled dämpas ut med en viskös dämpare. Mer information om denna studie finns i [7].

Figur 9-2 Dämpare bredvid ett rörligt lager vid bro över Bryngeån [7].

10 REFERENSER

[1] AMCCT, ritning CCT-1000-0001

[2] Walter D. Pilkey. Formulas for Stress, Strain, and Structural Matrices. John Wiley and Sons, Inc., second edition, 2005.

[3] SSAB Weathering - https://www.ssab.com/sv-se/varumarken-och-produkter/ssab-weathering

[4] SSAB fossilfritt stål - https://www.ssab.com/sv-se/fossilfri

[5] SSAB återvunnet stål - https://www.ssab.com/sv-se/fossilfri/ssab-zero

[6] J.M Barsom. Fatigue Behavior of Weathered Steel Components - https://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1984/950/950v2-001.pdf

[7] Tunnel and Bridge I2T2 report, High-speed low cost bridges, Andreas Andersson mfl., 2021

[8] SBUF rapport nr 13872 Dimensionering av grundläggning till höghastighetsbanor

[9] SBUF rapport nr 13880 Höghastighetsjärnväg i Sverige

Tvärsnittsdata för brotyp 1

			Stålbalk - lådtvärsnitt						Betong per halv bro					Spår / Ballast			
L	DI/BA	STH	H_s	A_s	TP_s	I_s	m_s	Vikt	A_{btg}	t_{medel}	Volym	m_b	Vikt	$H_{spårsys}$	$A_{spår/bal}$	$m_{spår/bal}$	Vikt
(m)		(km/h)	(m)	(m^2)	(m)	(m^4)	(ton/m)	(ton)	(m^2)	(m)	(m^3)	(ton/m)	(ton)	(m)	(m^2)	(ton/m)	(ton)
30	DI	250	1.96	0.27	0.85	0.18	2.2	67	2.14	0.33	66	5.3	166	0.75	1.42	3.7	114
	DI	350	2.34	0.38	0.82	0.35	3.1	95	2.14	0.33	66	5.3	166	0.75	1.42	3.7	114
	BA	250	2.07	0.30	0.87	0.23	2.4	74	2.14	0.33	66	5.3	166	0.82	2.99	6.1	189
																5.2	*161*
32	DI	250	2.19	0.29	0.92	0.24	2.3	77	2.14	0.33	71	5.3	176	0.75	1.42	3.7	121
	DI	350	2.76	0.41	0.98	0.51	3.3	108	2.14	0.33	71	5.3	176	0.75	1.42	3.7	121
	BA	250	2.29	0.33	0.91	0.30	2.6	87	2.14	0.33	71	5.3	176	0.82	2.99	6.1	201
																5.2	*172*
38	DI	250	3.00	0.37	1.27	0.57	2.9	115	2.14	0.33	83	5.3	208	0.75	1.42	3.7	144
	DI	350	3.51	0.55	1.20	1.04	4.4	172	2.14	0.33	83	5.3	208	0.75	1.42	3.7	144
	BA	250	3.16	0.40	1.28	0.67	3.2	124	2.14	0.33	83	5.3	208	0.82	2.99	6.1	238
																5.2	*203*

Tabell B1:1: Tvärsnitt och vikter för stål, betong och spårsystem/ballast för brotyp 1. Vikt på stål, betong och spår/ballast avser totalvikt för halva bron. Anmärkning för ballasterat spår: Kursiva värden avser ballastdensitet 1700 kg/m3.

				Samverkanstvärsnitt				Massa för halva bron	
L	L	DI/BA	STH	A_{samv}	TP_{samv}	I_{samv}	EI	M	m
(m)	(m)		(km/h)	(m^2)	(m)	(m^4)	GNm^2	(ton)	(ton/m)
30	30	DI	250	0.591	1.541	0.420	88.2	347	11.2
	30	DI	350	0.705	1.588	0.848	178.1	375	12.1
	30	BA	250	0.620	1.578	0.516	108.4	429	13.8
	30							*401*	*12.9*
32	32	DI	250	0.615	1.670	0.562	117.9	375	11.4
	32	DI	350	0.724	1.831	1.194	250.7	406	12.3
	32	BA	250	0.651	1.671	0.685	143.9	465	14.1
	32							*435*	*13.2*
38	38	DI	250	0.690	2.152	1.184	248.7	467	12.0
	38	DI	350	0.851	2.092	2.277	478.2	524	13.4
	38	BA	250	0.716	2.186	1.413	296.7	571	14.6
	38							*536*	*13.7*

Tabell B1:2: Styvhet samverkanstvärsnitt samt massa för halva bron för brotyp 1. Anmärkning för ballasterat spår: Kursiva värden avser ballastdensitet 1700 kg/m3.

Tvärsnittsdata för brotyp 2 och 2a

	Stålbalk - lådtvärsnitt						Betong i lådan för typ 2a					Spår / Ballast			
L	H_s	A_s	TP_s	I_s	m_s	Vikt	H_{btg}	A_{btg}	Volym	$m_{spår/bal}$	Vikt	$H_{spårsys}$	$A_{spår/bal}$	$m_{spår/bal}$	Vikt
(m)	(m)	(m^2)	(m)	(m^4)	(ton/m)	(ton)	(m^2)	(m^2)	(m^3)	(ton/m)	(ton)	(m)	(m^2)	(ton/m)	(ton)
16	1.90	0.40	0.85	0.27	3.2	54	-	-	-	-	-	0.40	0.00	0.12	2.1
	1.90	0.40	0.85	0.27	3.2	54	0.80	1.12	19	2.8	48	0.40	0.00	0.12	2.1

Tabell B1:3: Tvärsnitt och vikter för stål, betong och spårsystem/ballast för brotyp 2 och 2a (grått fält). Vikt på stål, betong och spår avser totalvikt för halva bron.

Tvärsnittsdata för brotyp 3

Tvärsnitt typ 3	H (mm)	B (mm)	A (mm^2)	TP_v (mm)	I_{11} (mm^4)	TP_h (mm)	I_{22} (mm^4)
Underfläns 1:	15	856	12840	8	1.37E+10	478	7.97E+08
Underfläns 2:	15	956	14340	408	5.72E+09	478	1.11E+09
Överfläns 1:	25	225	5625	1438	8.94E+08	113	9.10E+08
Överfläns 2:	25	756	18900	1588	5.69E+09	578	9.89E+08
Undre liv v:	385	15	5775	208	4.06E+09	58	1.18E+09
Undre liv h:	385	15	5775	208	4.06E+09	899	8.74E+08
Huvudliv v:	1010	15	15150	920	1.50E+09	8	3.82E+09
Huvudliv m u:	1010	15	15150	920	1.50E+09	218	1.29E+09
Huvudliv m ö:	125	25	3125	1513	7.05E+08	213	2.76E+08
Huvudliv h:	1160	15	17400	1005	1.97E+09	949	3.35E+09
Hela tvärsnittet	**1600**	**956**	**114080**	**846**	**3.98E+10**	**444**	**1.46E+10**
Vikt per m	**0.90**	ton/m					

Tabell B1:4: Lådvärsnittets plåttjocklekar samt styvhet, tyngdpunkt och area för en enskild stållåda. Mått baserat på figur 4-15 samt referens [1].

			Stålbalk - lådtvärsnitt						Spår / Ballast			
L	DI/BA	STH	H_s	A_s	TP_s	I_s	m_s	Vikt	$H_{spårsys}$	$A_{spår/bal}$	$m_{spår/bal}$	Vikt
(m)		(km/h)	(m)	(m^2)	(m)	(m^4)	(ton/m)	(ton)	(m)	(m^2)	(ton/m)	(ton)
16	DI	250	1.60	0.23	0.85	0.08	1.8	30	0.200	0.00	0.12	2.1

Tabell B1:5: Tvärsnitt och vikter för stål och spårsystem för brotyp 3. Vikt på stål och spår avser totalvikt för halva bron (två stållådor).

Beräkning av medverkande flänsbredd för samverkanstvärsnitt

Effektiv flänsbredd **beff,1** enligt SS-EN 1994-2 5.4.1.2 (5) figur 5.1 (se mått i figur B2:1 nedan):

L_e = 0.85*30 = 25.5 m

$L_e/8$ = 3190 mm

$b_{1,v}$ = 1200 < Le/8 → $b_{e1,v}$ = 1200 mm

$b_{2,v}$ = 850 < Le/8 → $b_{e2,v}$ = 850 mm

$b_{1,h}$ = 2400 < Le/8 → $b_{e1,h}$ = 2400 mm

$b_{2,h}$ = 850 < Le/8 → $b_{e2,h}$ = 850 mm

$b_{eff,1,v}$ = 1200+400+850 = 2450 mm

$b_{eff,1,h}$ = 2400+400+850 = 3650 mm

Beräkning av effektiv flänsbredd **beff,0** vid upplag enligt SS-EN 1994-2 5.4.1.2 (6) och figur 5.1:

Effektiv bredd reduceras med β = (0.55 + 0.025 *Le/bei) ≤ 1.0

Ändfacken kan definieras med effektiv bredd beff,0 då brons konsol är kort (0.5 m):

Le = 0.85*30 = 25.5 m

$b_{e1,v}$ = 1.2 m: β = (0.55 + 0.025 *25.5/1.2) = 1.08 → 1.0

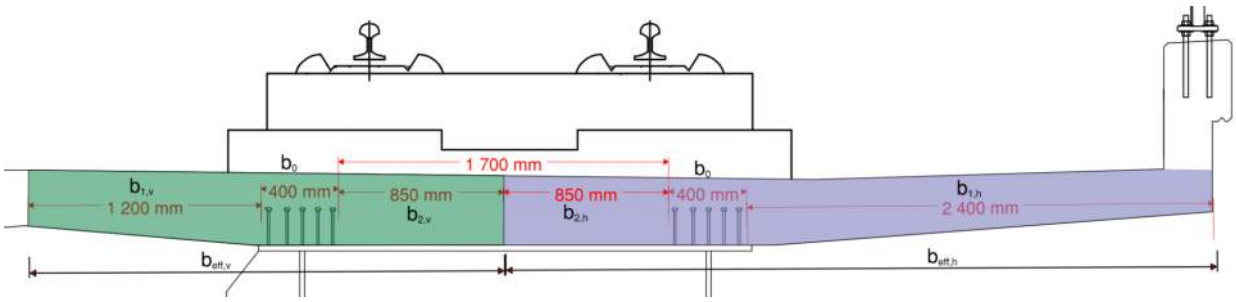
$b_{e2,v}$ = 0.85 m: β = 1.0

$b_{e1,h}$ = 2.4 m: β = (0.55 + 0.025 *25.5/2.4) = 0.81

$b_{e2,v}$ = 0.85 m: β = 1.0

$b_{eff,0,v}$ = 1200+400+850 = 2450 mm

$b_{eff,0,h}$ = 0.81*2400+400+850 = 3194 mm



Figur B2:1 Effektiv flänsbredd

Utnyttjad flänsbredd i beräkningen:

- Statisk och dynamisk analys: Enligt SS-EN 1994-2 5.4.1.2 (4) får samma tvärsnitt användas längs hela spannet för den elastiska analysen. Flänsbredderna beff,1,v och beff,1,h (se ovan) har utnyttjats vid beräkning av styvhet för samverkanstvärsnittet.
- Spänningskontroll i brottgräns: Den effektiva bredden minskas linjärt från beff,1 till beff,0 närmast stöd enligt figur 5.1 i SS-EN 1994-2.

BROMS- OCH ACCELERATIONSKRAFT

SS-EN 1991-2 avsnitt 6.5.3.

Reduktionsfaktor enligt SS-EN 1991-2 6.5.4.6.1:

Broar i ett spann under 40 m med kontinuerliga spår samt fast lager på ena stödet uppfyller krav på reduktion av broms- och accelerationskraft enligt tabell 6.9 vilket ger ξ=0.6

Accelerationskraft för LM71:

$q_{lak} = \xi*\alpha*33 = 0.6*1.33*33=$ <u>26.3 kN/m</u>; max kraft 1.33*1000 = <u>1330 kN</u>

Brolängd $L \leq 38$ m: Q_{lak} = min(38*26.3;1330) = min(999;1330) = 999 kN/spår

Bromskraft för LM71:

$q_{lak} = \xi*\alpha*20 = 0.6*1.33*20=$ <u>16.0 kN/m</u>; max kraft 1.33*6000 = <u>7980 kN</u>

Q_{lak} = min(38*16.0;7980) = min(608;7980) = 608 kN/spår - ej dimensionerande

Vald last i systembräkningen: Q_{lak} = 1000 kN/spår

SIDOKRAFT

Enligt SS-EN 1991-2 avsnitt 6.5.2: Qsk = α*100 kN = 1.33*100 = 133 kN

CENTRIFUGALKRAFT

Lasten analyseras inte i denna rapport då endast raka broar studeras.

TEMPERATURLAST

Jämnt fördelad temperaturändring

Enligt SS-EN 1991-1-5 avsnitt 6.1.3:

<u>Lufttemperaturer:</u>

Följande temperaturer enligt TSFS 2018:57 figur 8.1 väljes:

T_{min} = -34 ^{o}C ; T_{max} = +38 ^{o}C

<u>Temperatur i betongbro</u>:

SS-EN 1991-1-5 figur 6.1 ger för brotyp: typ 1 - stålbro, typ 2 - samverkansbro:

Typ 1: $T_{e,min}$ = -35°C ; $T_{e,max}$ = +52 ^{o}C

Typ 2: $T_{e,min}$ = -30 ^{o}C ; $T_{e,max}$ = +42 ^{o}C

Initiell temperatur: T_0 = 10 ^{o}C

<u>Temperaturändring:</u>

Typ 1:

$DT_{N,exp}$ = 52-10 = 42 ^{o}C (temperaturhöjning)

$DT_{N,con}$ = 35+10 = -45 ^{o}C (temperatursänkning)

Typ 2:

$DT_{N,exp}$ = 42-10 = 32 ^{o}C (temperaturhöjning)

$DT_{N,con}$ = 30+10 = -40 ^{o}C (temperatursänkning)

Temperaturskillnad över tvärsnittet

Temperaturskillnad över tvärsnittet enligt SS-EN 1991-1-5 avsnitt 6.1.4, tabell 6.1 och 6.2:

- $DT_{M,heat}$ med varmare överyta
- $DT_{M,cool}$ med varmare underyta

	Tabell 6.1	Tabell 6.2 - k_{sur}	DT_M
Typ 1:			
$DT_{M,heat}$	18°C	0.7	12.6^{o}C
$DT_{M,cool}$	13°C	0.9	11.7^{o}C
Typ 2 – direktinfästa räler:			
$DT_{M,heat}$	15°C	0.9	13.5^{o}C
$DT_{M,cool}$	18°C	1.0	18.0^{o}C
Typ 2 – ballasterat spår			
$DT_{M,heat}$	15°C	0.8	12.0^{o}C
$DT_{M,cool}$	18°C	1.2	21.6^{o}C

$DT_{M,heat}$ = uppvärmning, överytan varmare enligt tabell ovan

$T_{ök} = +DT_{M,heat} / 2$; $T_{uk} = -DT_{M,heat} / 2$

$DT_{M,cool}$ = avkylning, överytan kallare enligt tabell ovan

$T_{ök} = -DT_{M,cool} / 2$; $T_{uk} = +DT_{M,\ cool} / 2$

Samtidig inverkan

Enligt SS-EN 1991-1-5 avsnitt 6.1.5 beaktas följande kombinationer av jämn temperaturändring och temperaturskillnad över tvärsnittet:

DT_N = Jämn temperaturlast

DT_M = Temperaturskillnad över tvärsnittet

$1.00\ DT_N + 0.75\ DT_M$

$_{0.35}\quad T_N + 1.00\ DT_M$

Kraft i spår av temperaturvariation

Inverkan av kraft i spår enligt SS-EN 1991-2 avsnitt 6.5.4.3 samt TRVINFRA 7.2.1.1.2.4:

För bro med spår i kurva ansätts en kraft på 1000 kN/spår.

Kraften beaktas inte i denna rapport då endast raka broar studeras.

VINDLAST

Vindlast beaktas enligt SS-EN 1991-1-4 och TSFS 2018:57. Referensvindhastigheten hämtas från TSFS 2018:57 figur 7.1.

Valt värde: v_b = 26 m/s

Dynamisk respons behöver ej beaktas för spännvidder mindre än 40 m enligt SS-EN 1991-1-4 8.2.

Beräkning med förenklad metod enligt SS-EN 1991-1-4 8.3.2 och tabell 8.2:

$F_w = 0.5*r*v_b^2*C*A_{ref} = q_b*C*A_{ref}$

$q_b = 0.5*1.25*26^2 = 0.42$ kPa

Horisontell kraft tvärs bron enligt SS-EN 1991-1-4, avsnitt 8.3.1:

Form- och exponeringsfaktorer: $C = c_{fx}\ c_e$

Referensyta utan trafik: $A_{ref,x} = d+0.6$ [m]

Referensyta med trafik: $A_{ref,x} = d + 4.0$ [m]

Brobredd, b = 12 m

$Z_e \leq 20$m (SS-EN 1991-1-4, Tabell 8.2)

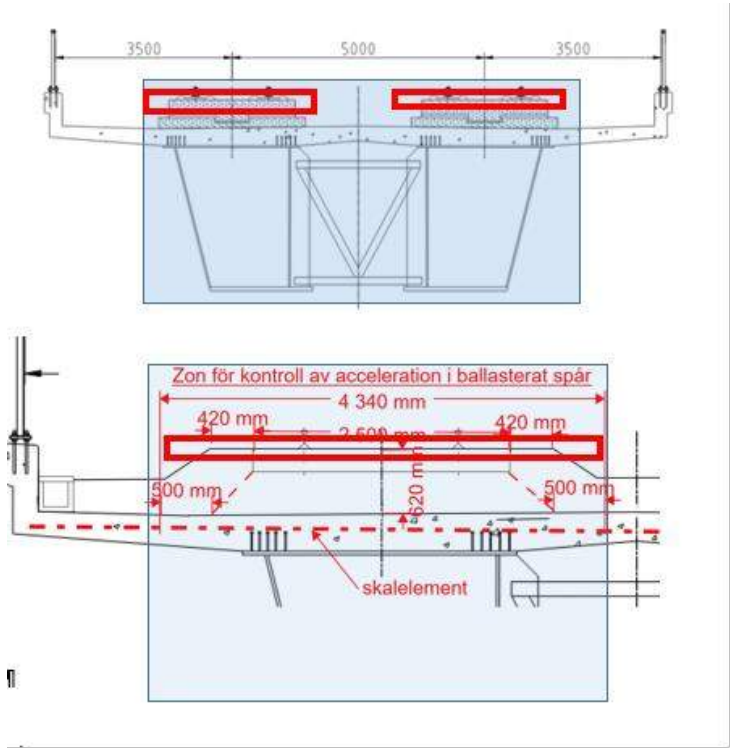
Vindkraft enligt SS-EN 1991-1-4, 8.3.2 för bro utan trafik:

Höjd tvärsektion	$d_{tot\ (m)}$	b/d_{tot}	C	F_{wx}
	(m)			(kN/m)
3.0	3.0+0.6 = 3.6	12/3.6 = 3.3	4.2	0.42*4.2*3.6 = 6.4
3.5	4.1	2.9	4.6	7.9
4.0	4.6	2.6	4.8	9.3
4.5	5.1	2.4	5.0	10.7

Vindkraft enligt SS-EN 1991-1-4, 8.3.2 för bro med trafik:

Höjd tvärsektion	$d_{tot\ (m)}$	b/d_{tot}	C	F_{wx}
	(m)			(kN/m)
3.0	3.0+4.0 = 7.0	12/7.0= 1.7	5.6	0.42*5.6*7.0 = 16.5
3.5	7.5	1.6	5.7	18.0
4.0	8.0	1.5	5.8	19.5
4.5	8.5	1.4	5.9	21.0

Område där accelerationen skall kontrolleras

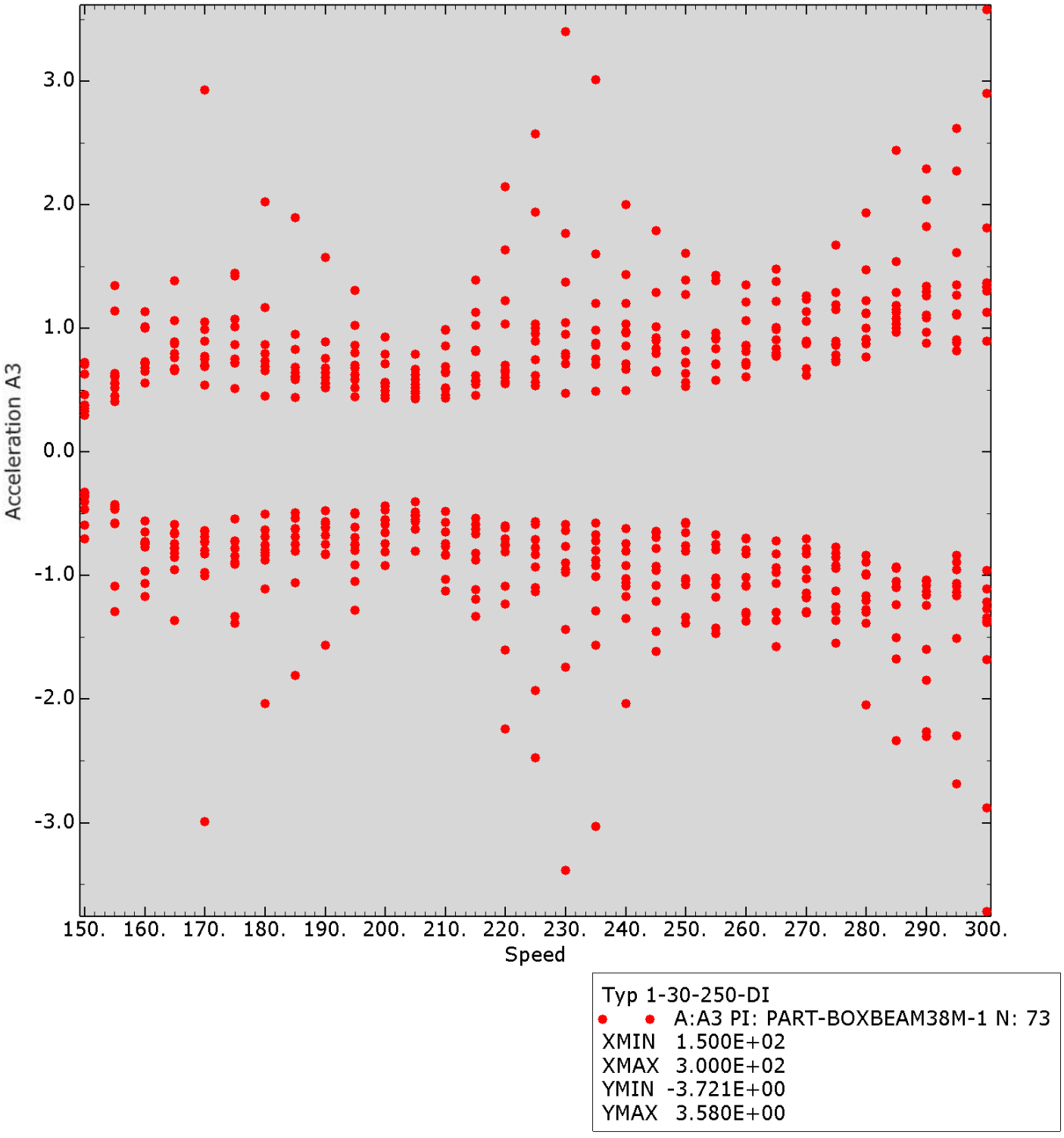


Acceleration är relaterat till själva spåret.
Vid lösningen med direktinfästa räler innebär det området för slab track systemet enligt nedanstående figur.
För ballasterade broar bör området som studeras utredas enligt nedanstående figur.

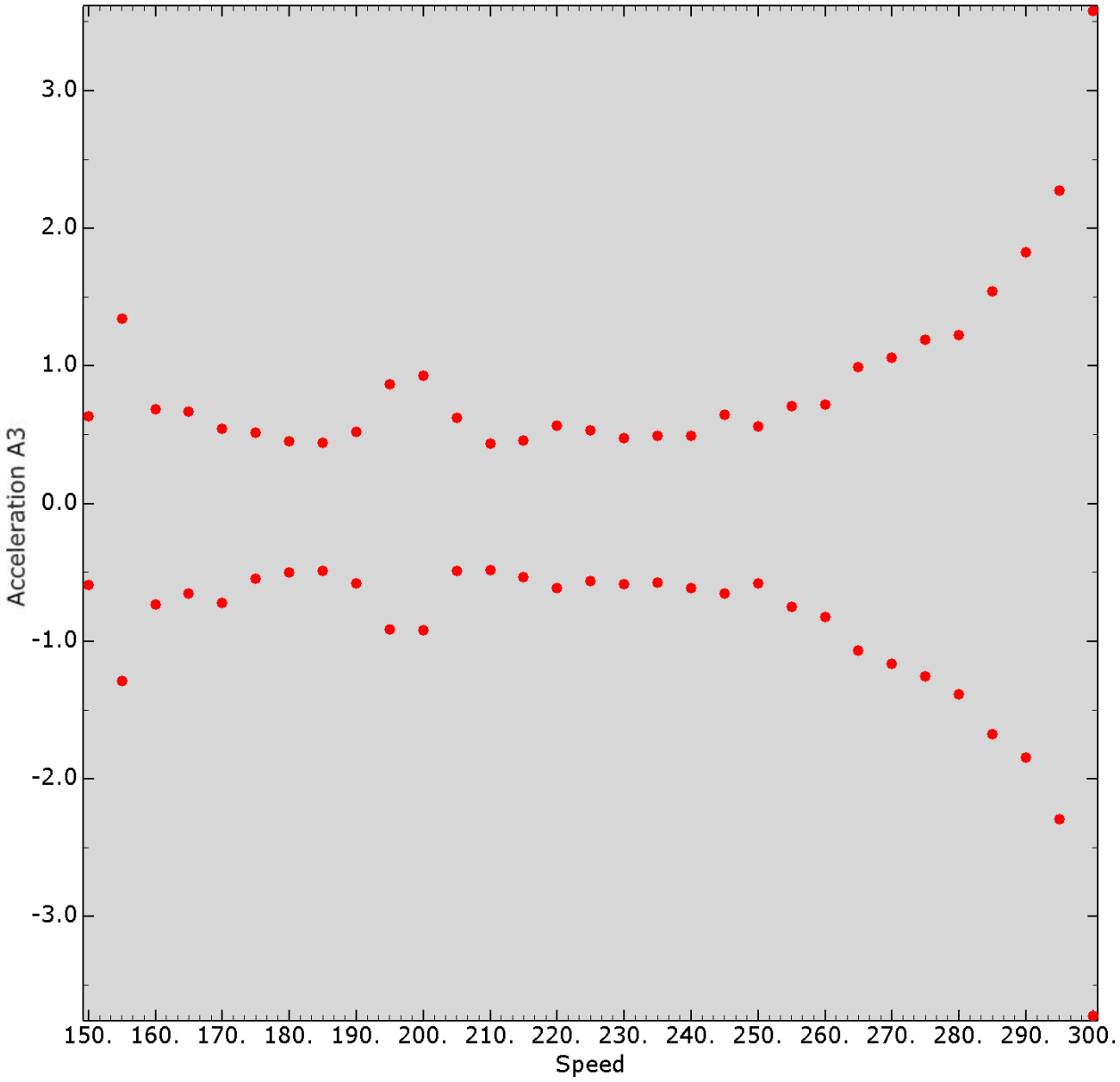
Konsolerna får naturligtvis inte svänga för mycket och definitivt inte så mycket att kontaktledningsstolpar kan röra sig eller att den indikerade bullerskyddsskärmen vibrerar. Vad gäller ståldelarna finns risk att de vibrerar mycket med allt vad det innebär och det måste också kontrolleras, men inte map eurokodens accelerationskrav då de är mer globala.

Ovanstående har diskuterats med Fredrik Carlsson och Johan Jonsson på Trafikverket.

Typ 1-30-250-DI

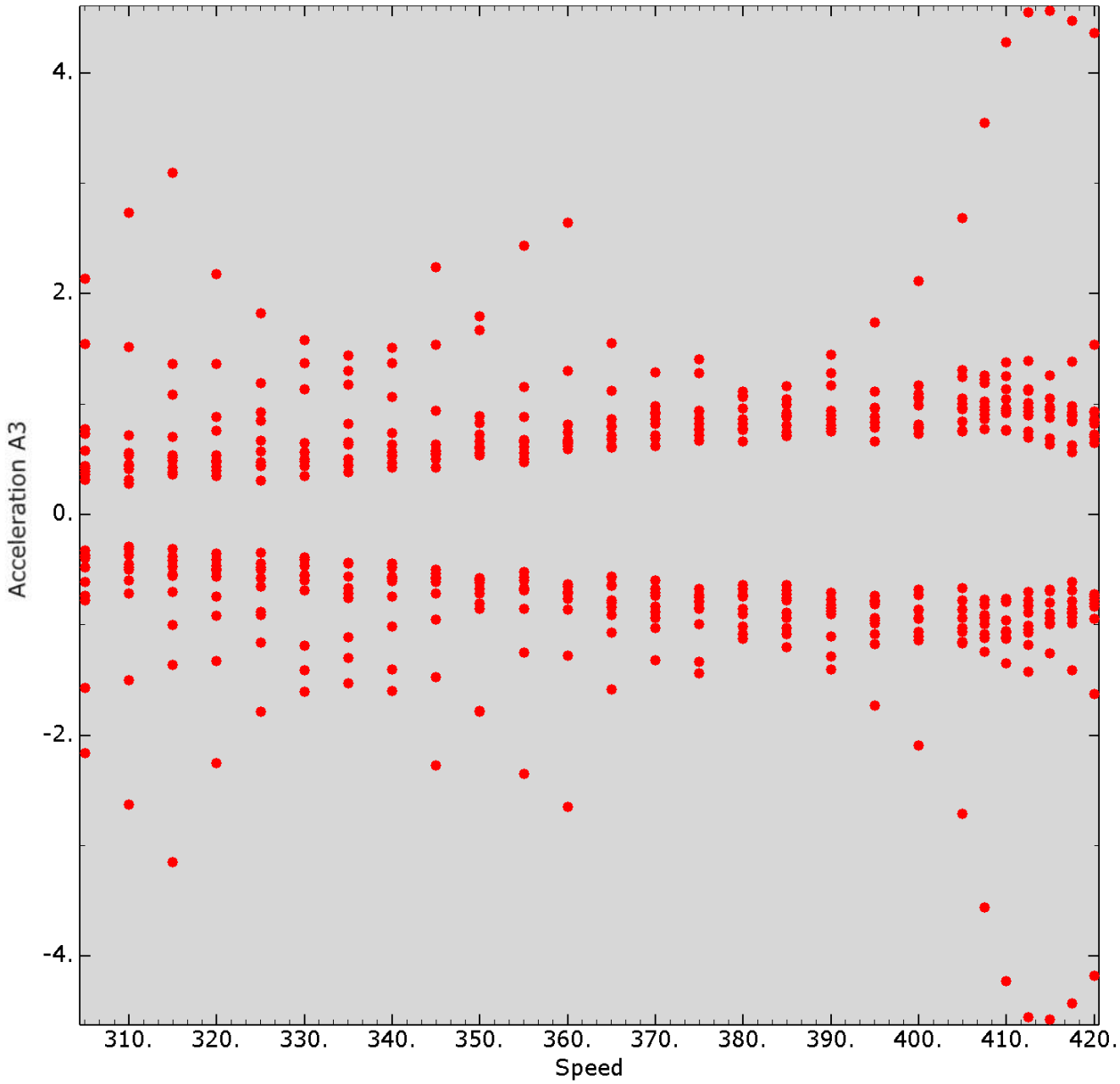


Typ 1-30-250-DI



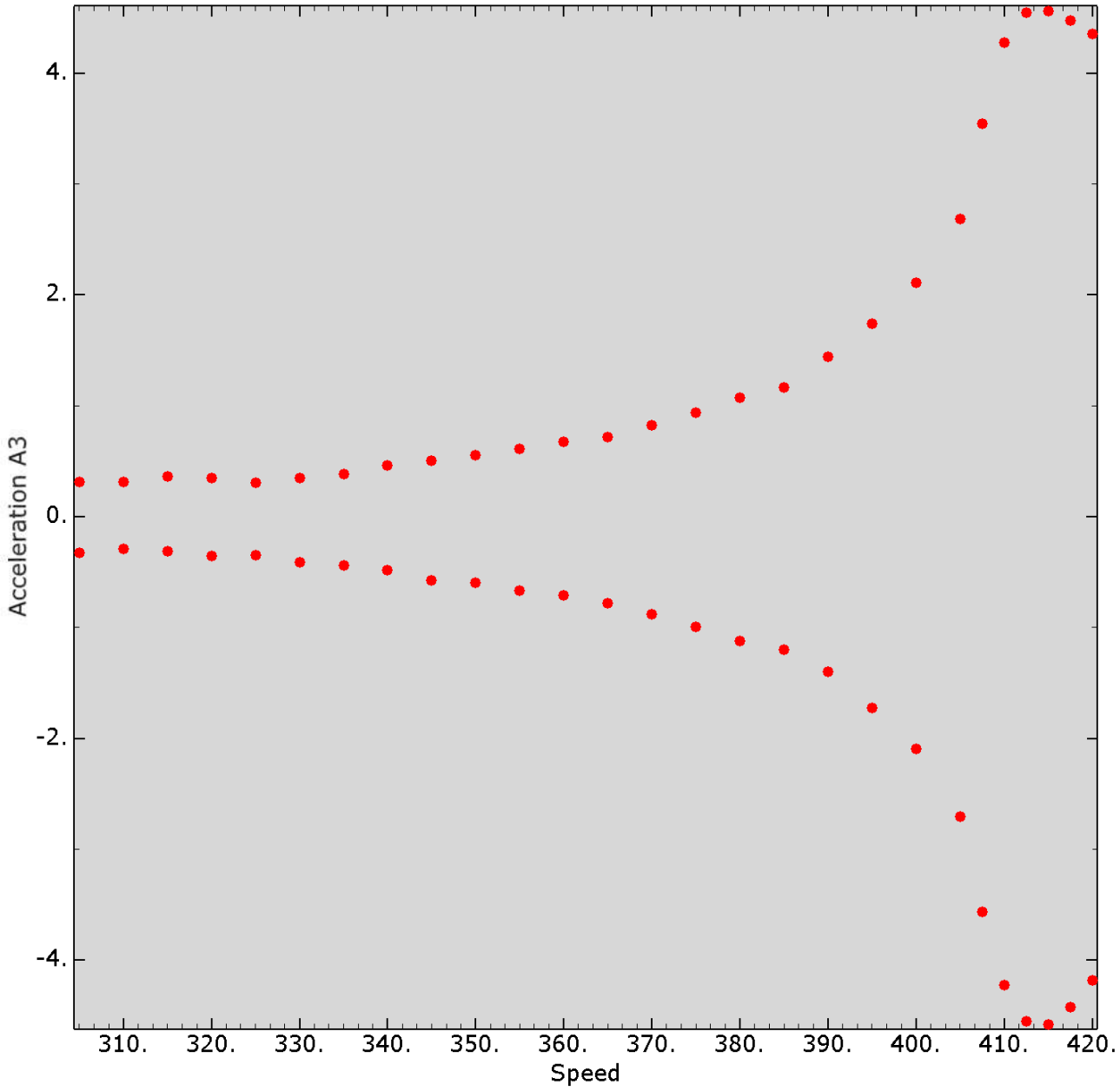
Typ 1-30-250-DI; HSLM-A1
A:A3 PI: PART-BOXBEAM38M-1 N: 73_1
XMIN 1.500E+02
XMAX 3.000E+02
YMIN -3.721E+00
YMAX 3.580E+00

Typ 1-30-350-DI



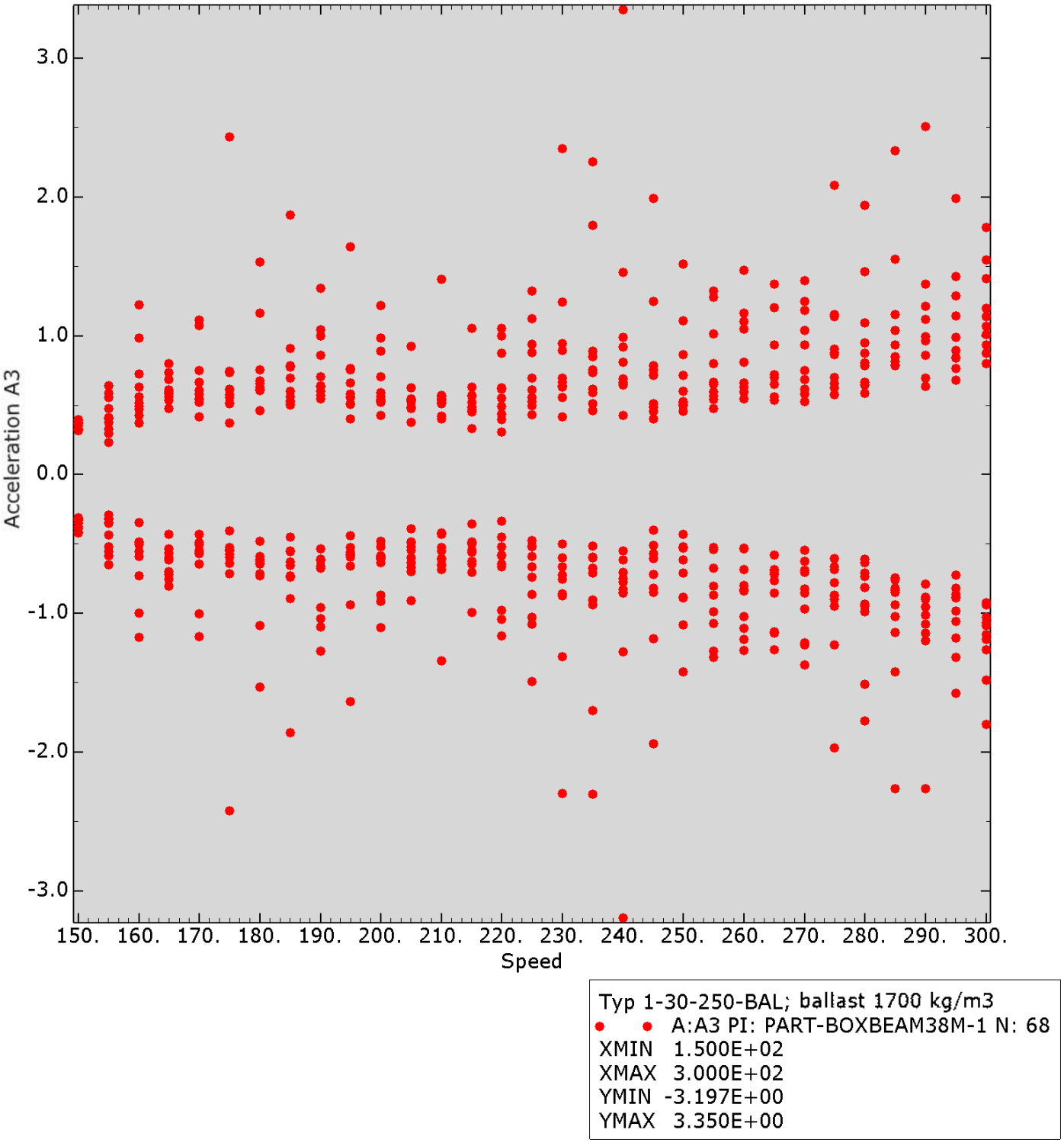
Typ 1-30-350-DI
A:A3 PI: PART-BOXBEAM38M-1 N: 220
XMIN 3.050E+02
XMAX 4.200E+02
YMIN -4.578E+00
YMAX 4.562E+00

Typ 1-30-350-DI

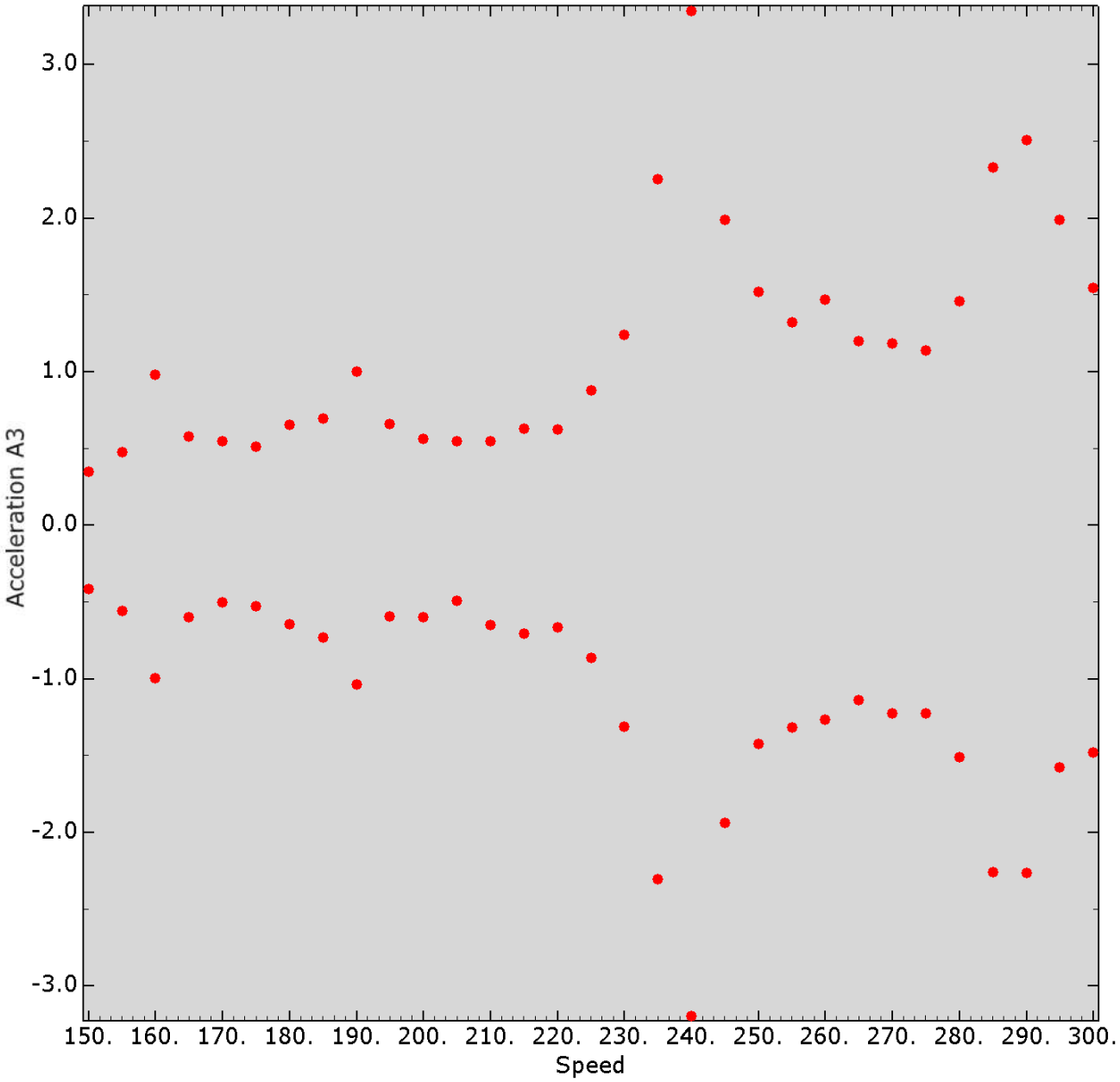


Typ 1-30-350-DI; HSLM-A1
A:A3 PI: PART-BOXBEAM38M-1 N: 220_1
XMIN 3.050E+02
XMAX 4.200E+02
YMIN -4.578E+00
YMAX 4.562E+00

Typ 1-30-350-BA

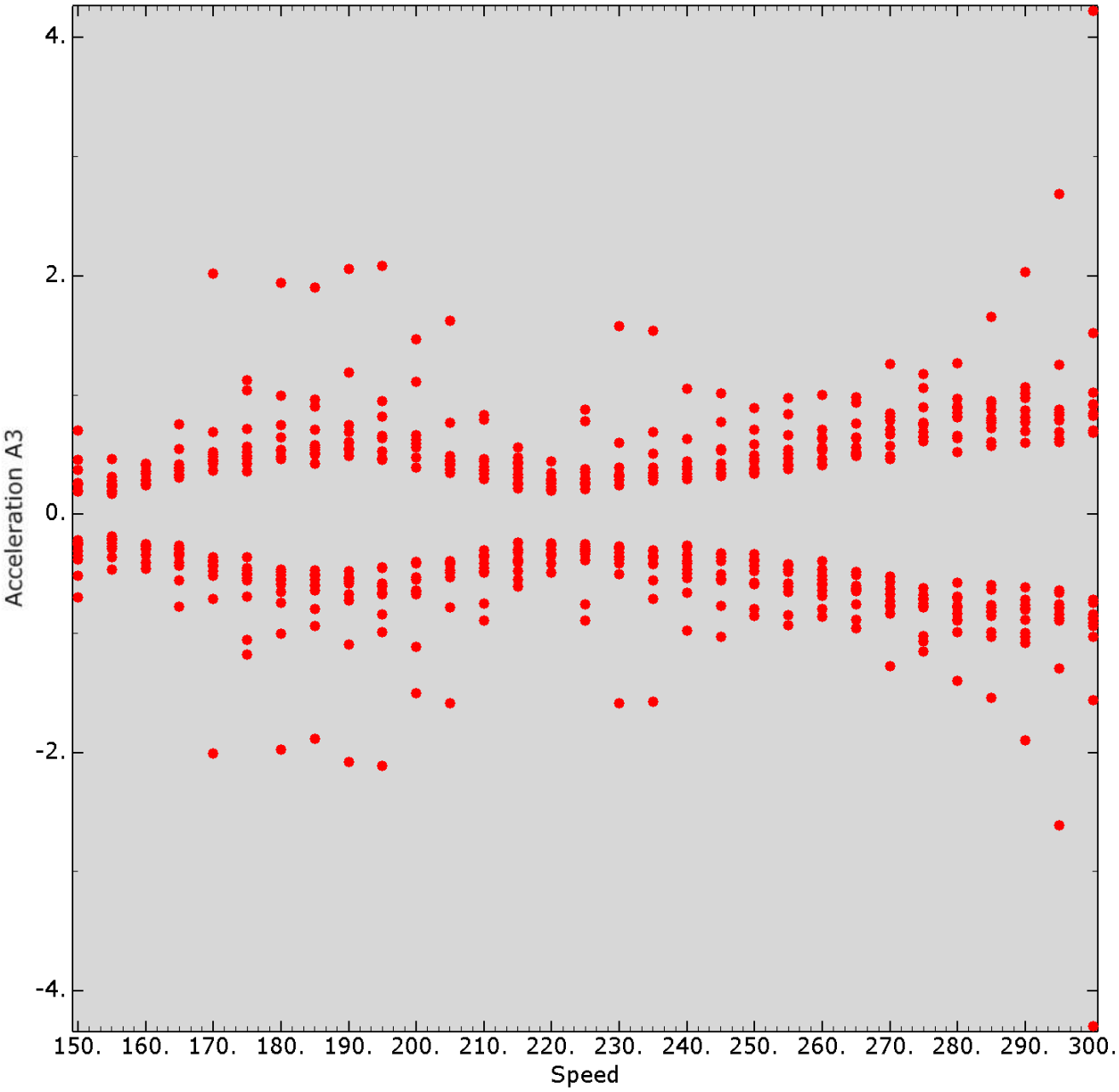


Typ 1-30-250-BA



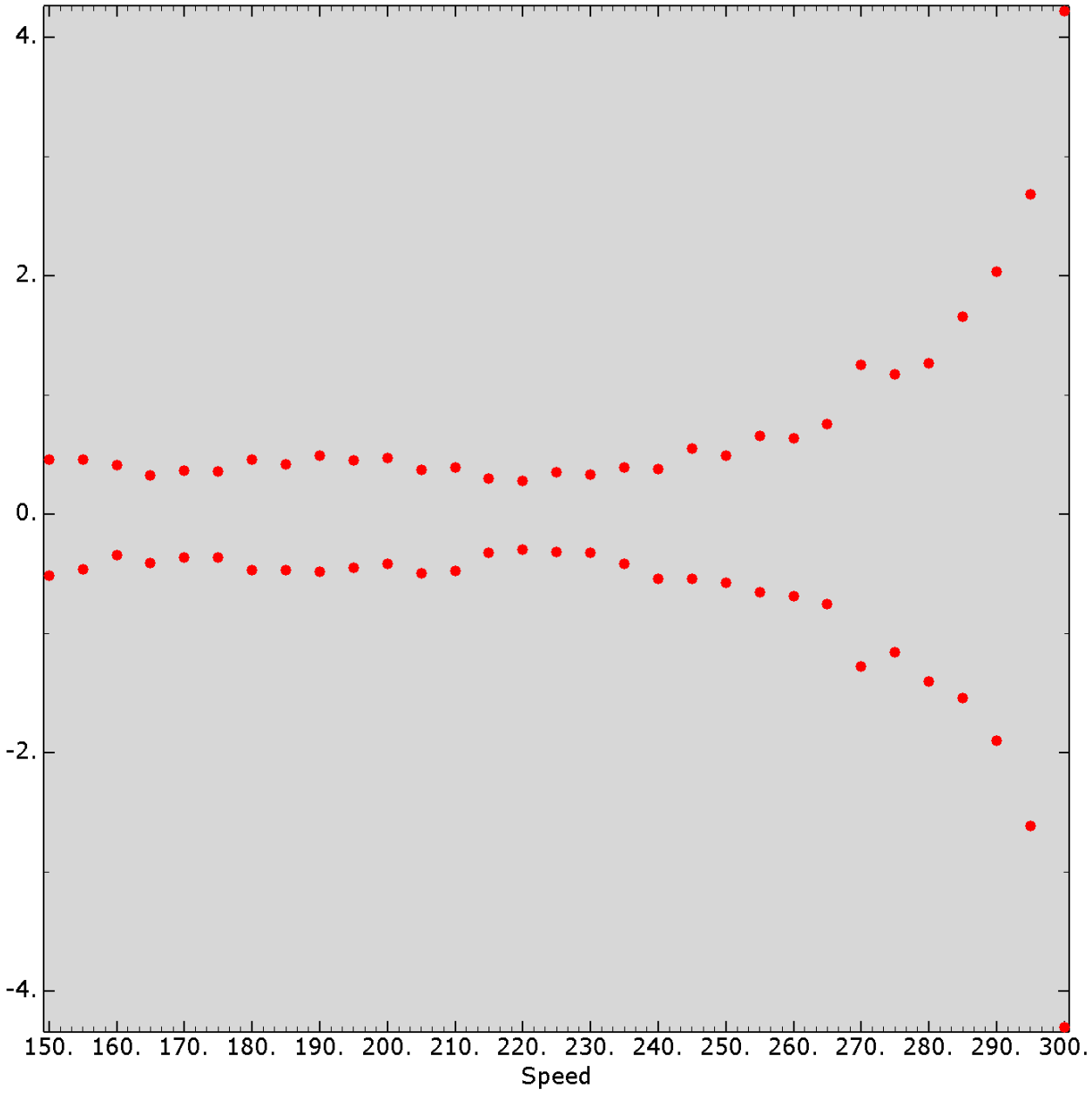
Typ 1-30-250-BAL; HSLM-A10; ballast 1700 kg/m3
A:A3 PI: PART-BOXBEAM38M-1 N: 68_1
XMIN 1.500E+02
XMAX 3.000E+02
YMIN -3.197E+00
YMAX 3.350E+00

Typ 1-32-250-DI



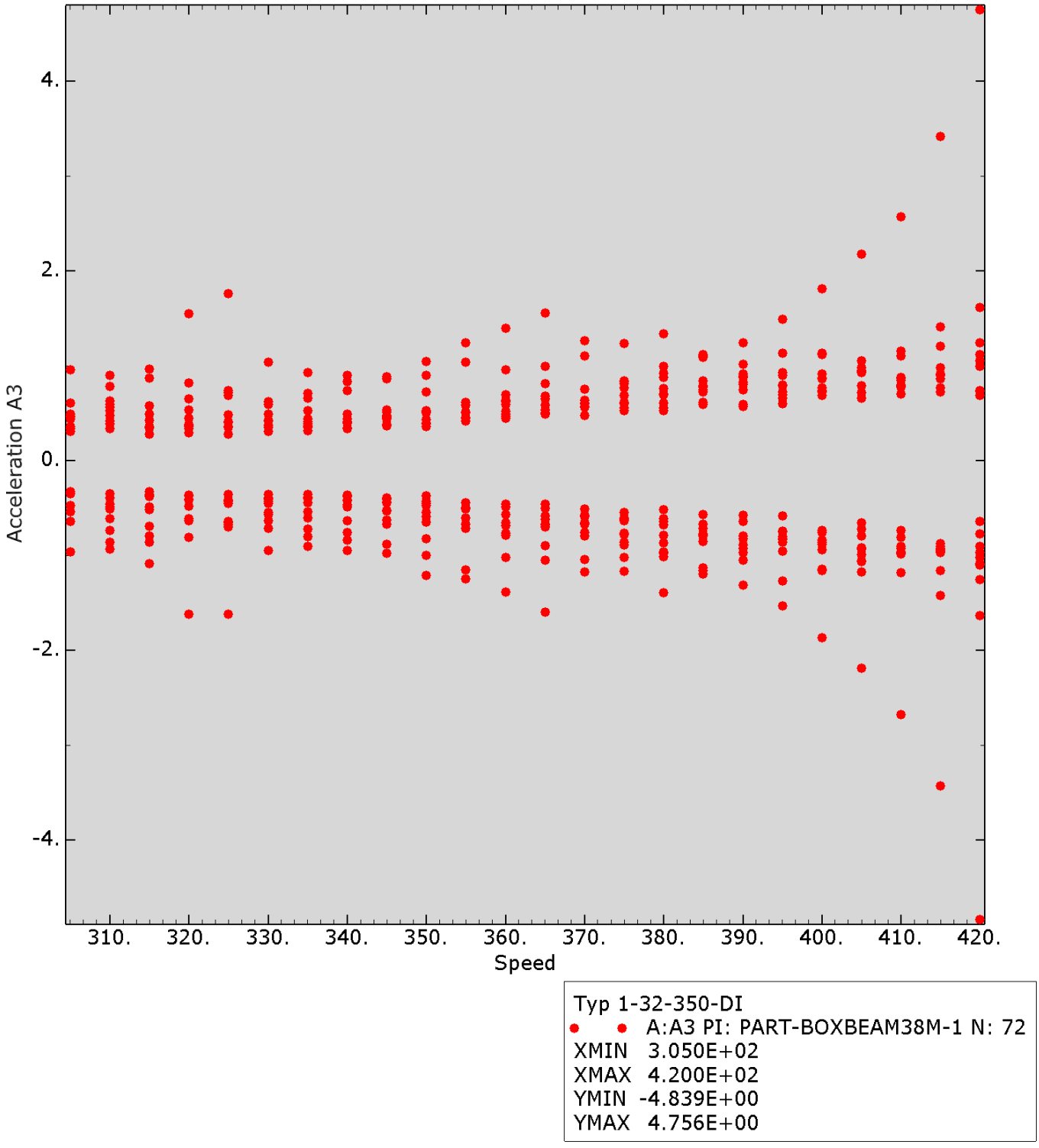
Typ 1-32-250-DI
A:A3 PI: PART-BOXBEAM38M-1 N: 74
XMIN 1.500E+02
XMAX 3.000E+02
YMIN -4.300E+00
YMAX 4.223E+00

Typ 1-32-250-DI

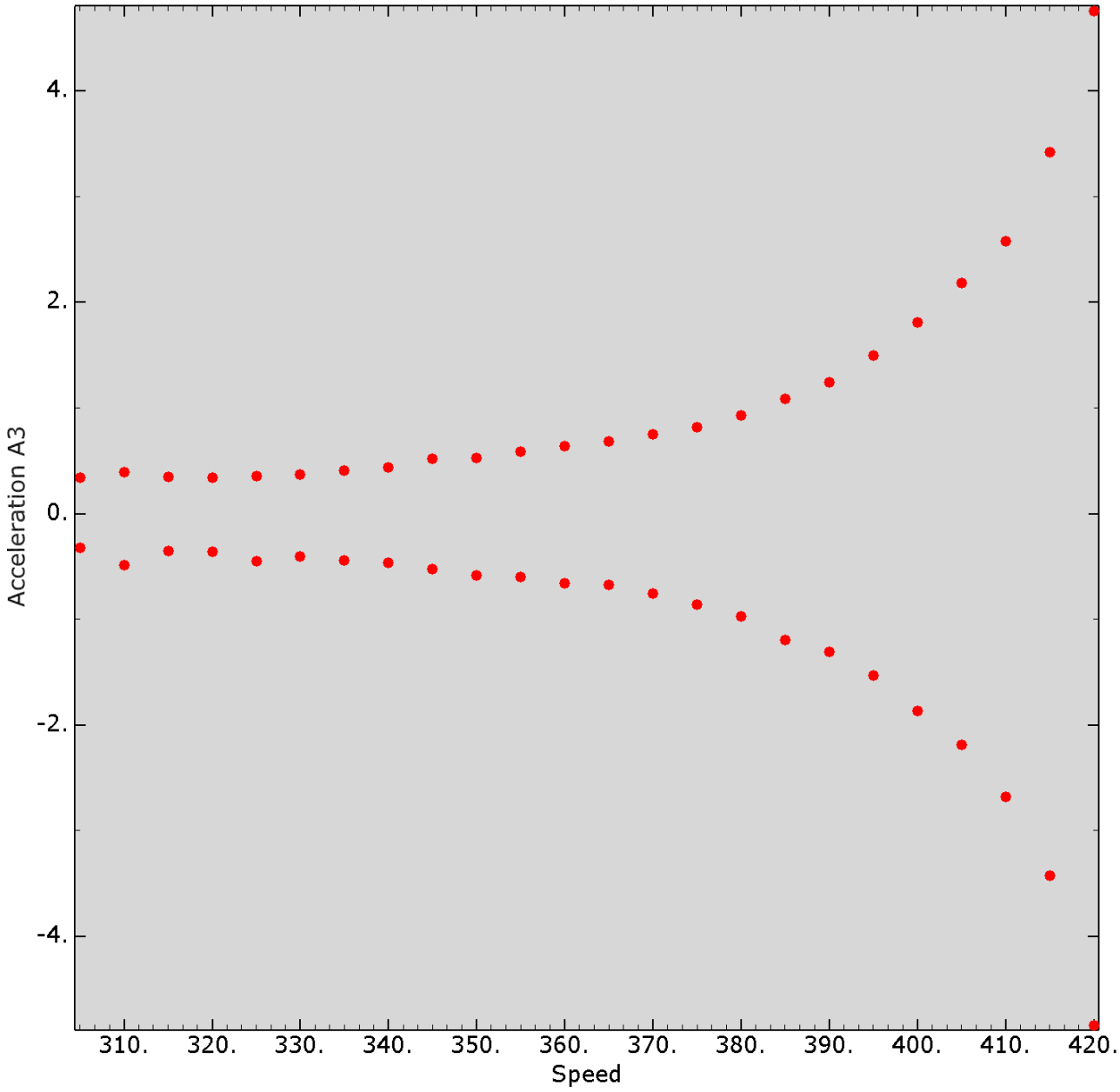


Typ 1-32-250-DI; HSLM-A1
A:A3 PI: PART-BOXBEAM38M-1 N: 74_1
XMIN 1.500E+02
XMAX 3.000E+02
YMIN -4.300E+00
YMAX 4.223E+00

Typ 1-32-350-DI

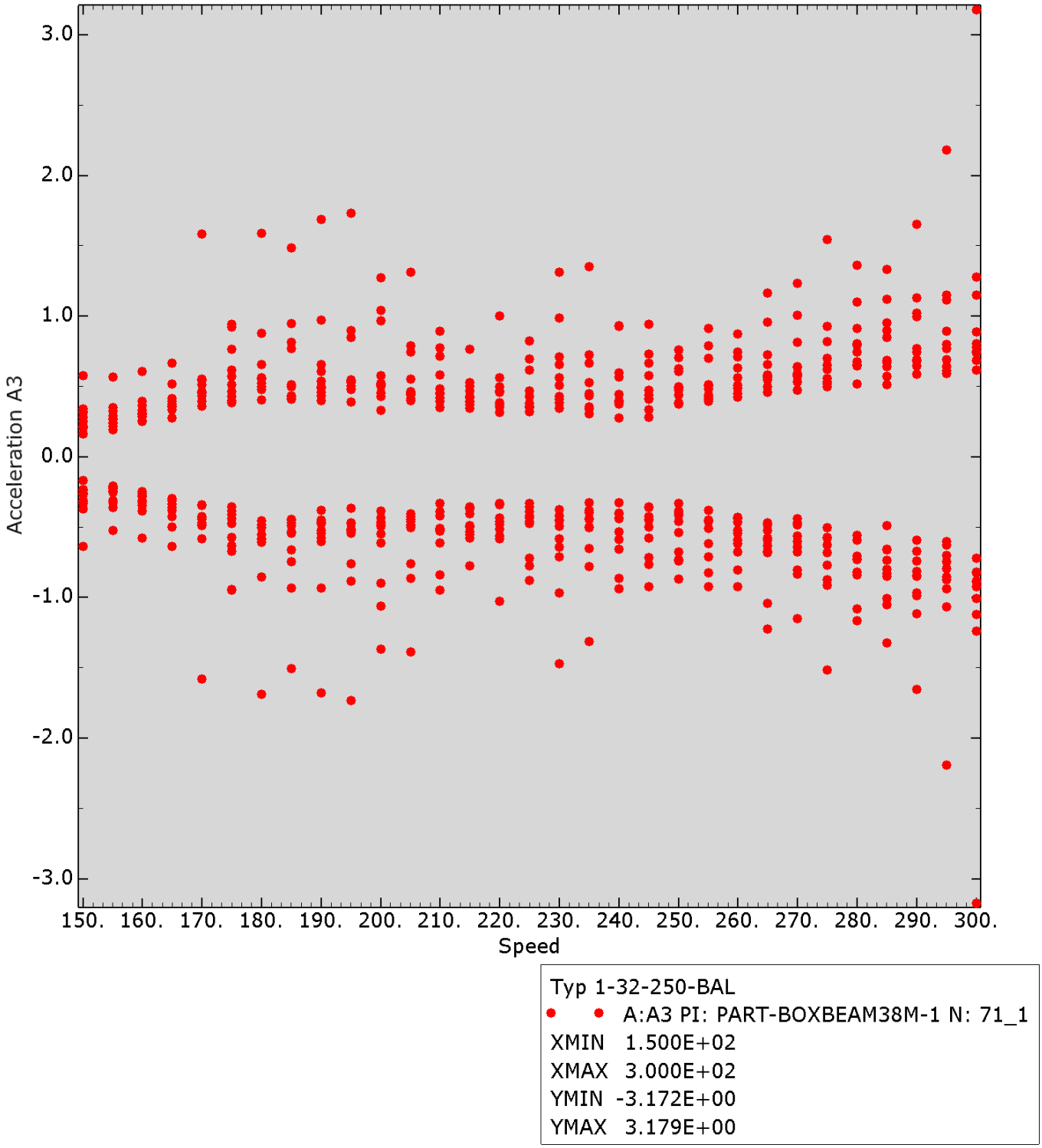


Typ 1-32-350-DI

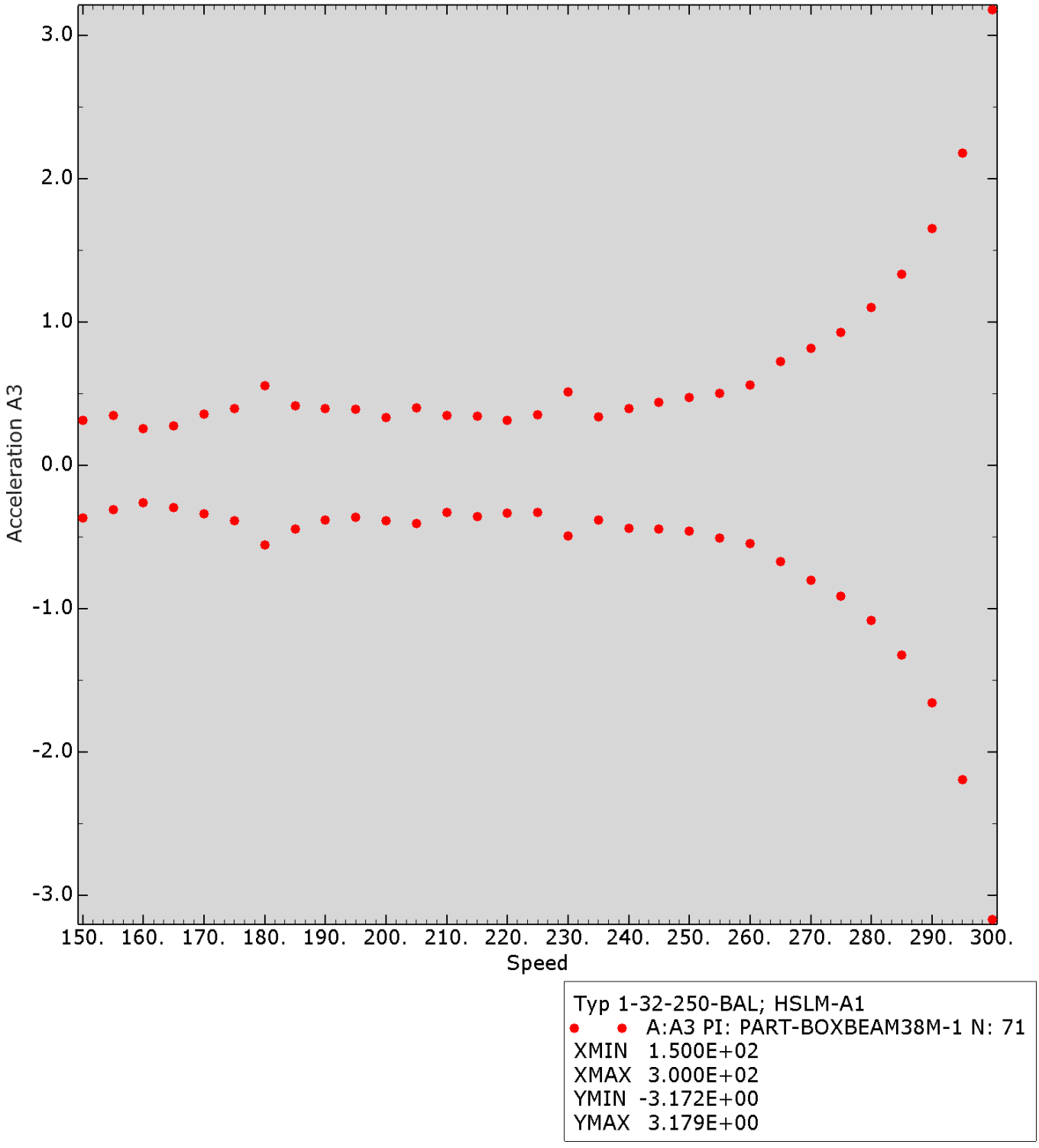


Typ 1-32-350-DI; HSLM-A1
A:A3 PI: PART-BOXBEAM38M-1 N: 72_1
XMIN 3.050E+02
XMAX 4.200E+02
YMIN -4.839E+00
YMAX 4.756E+00

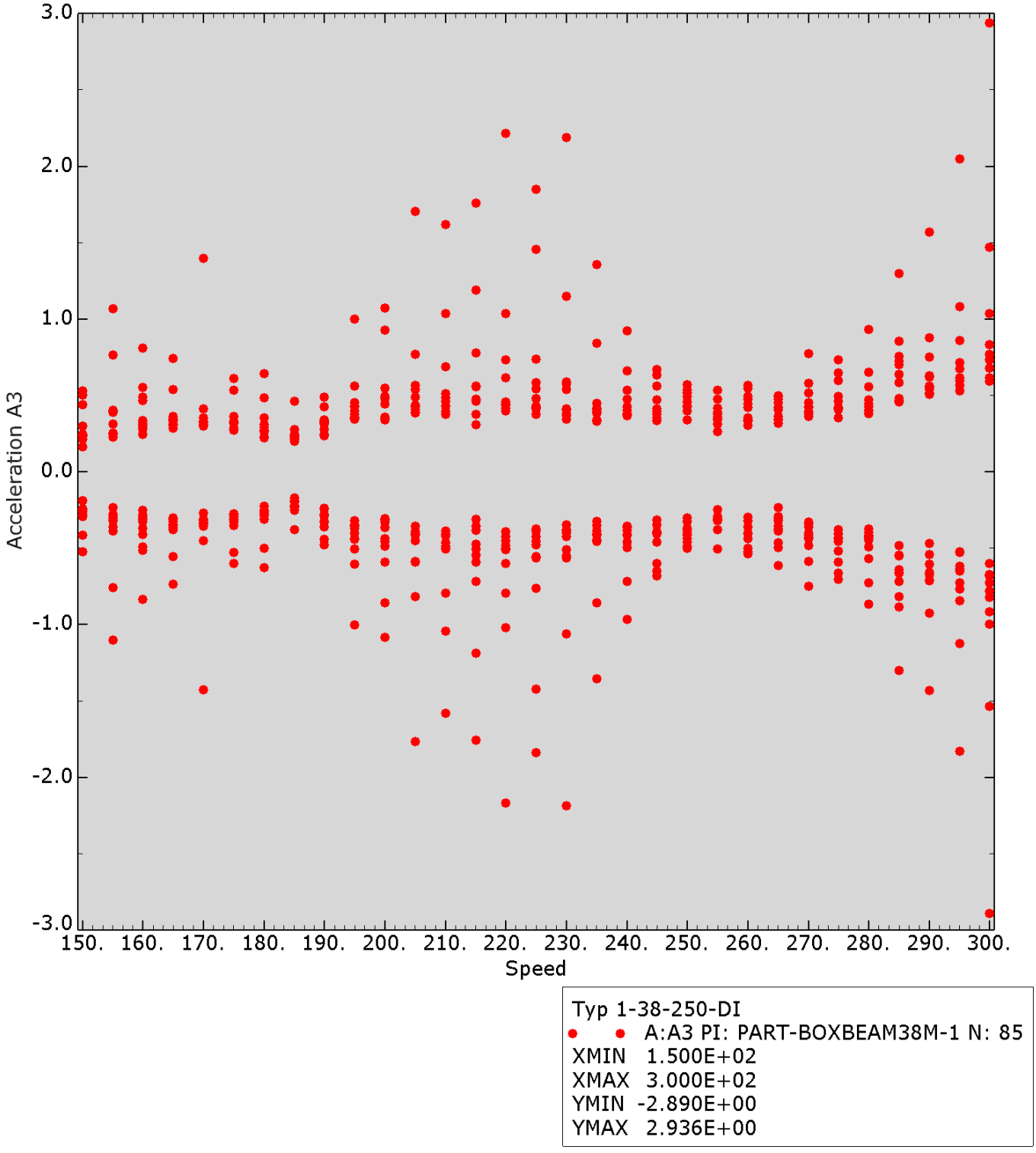
Typ 1-32-250-BA



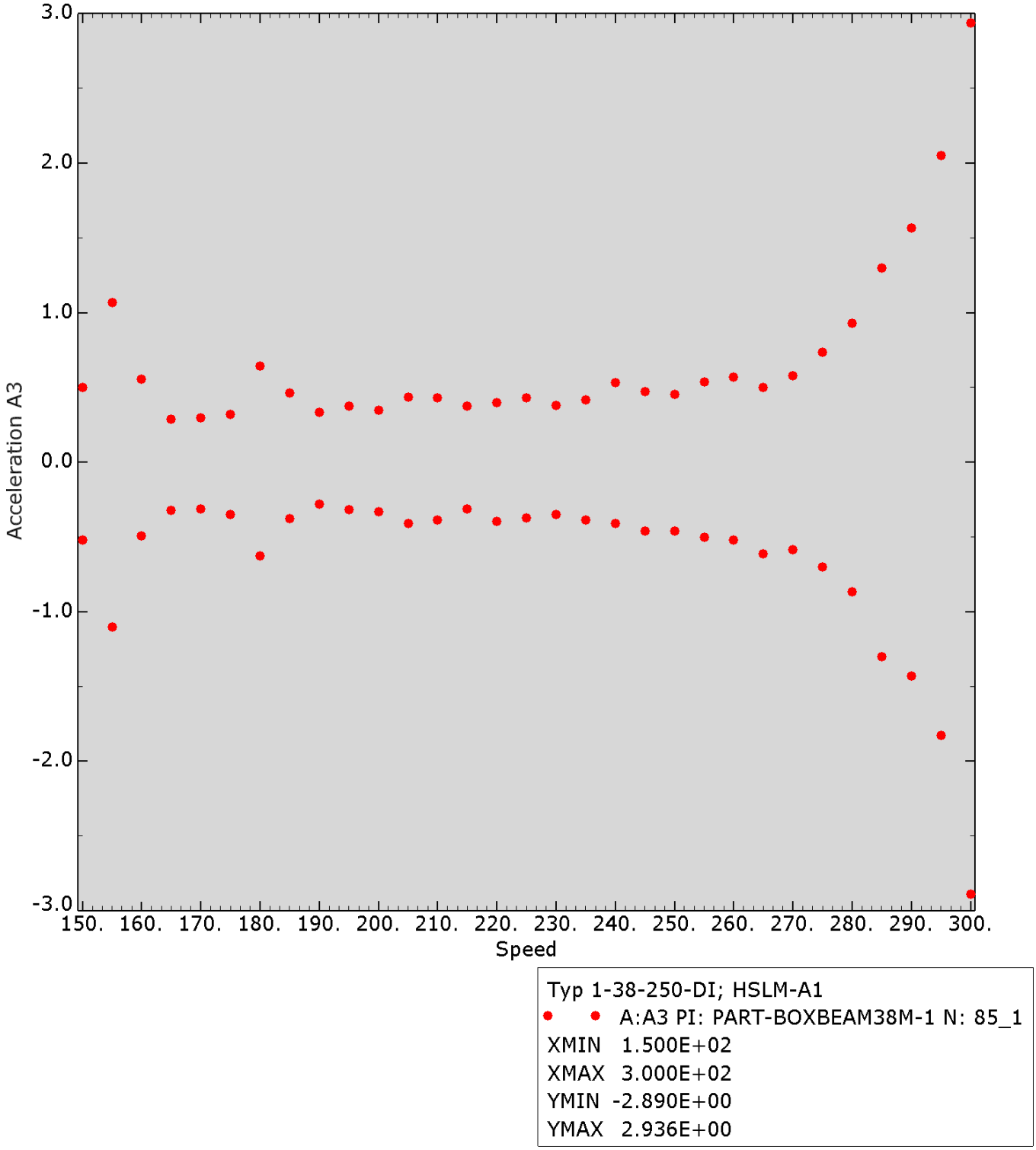
Typ 1-32-250-BA



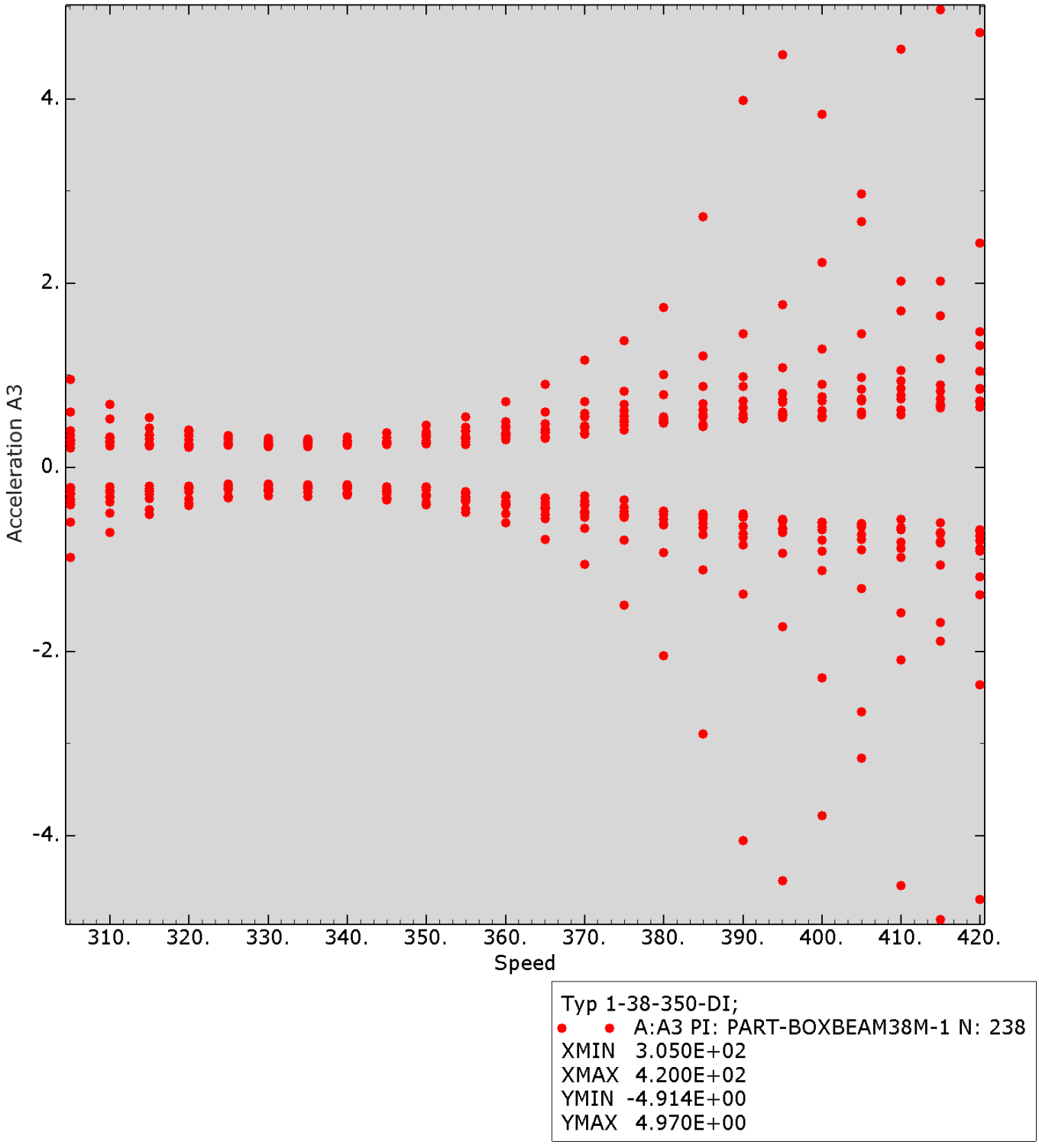
Typ 1-38-250-DI



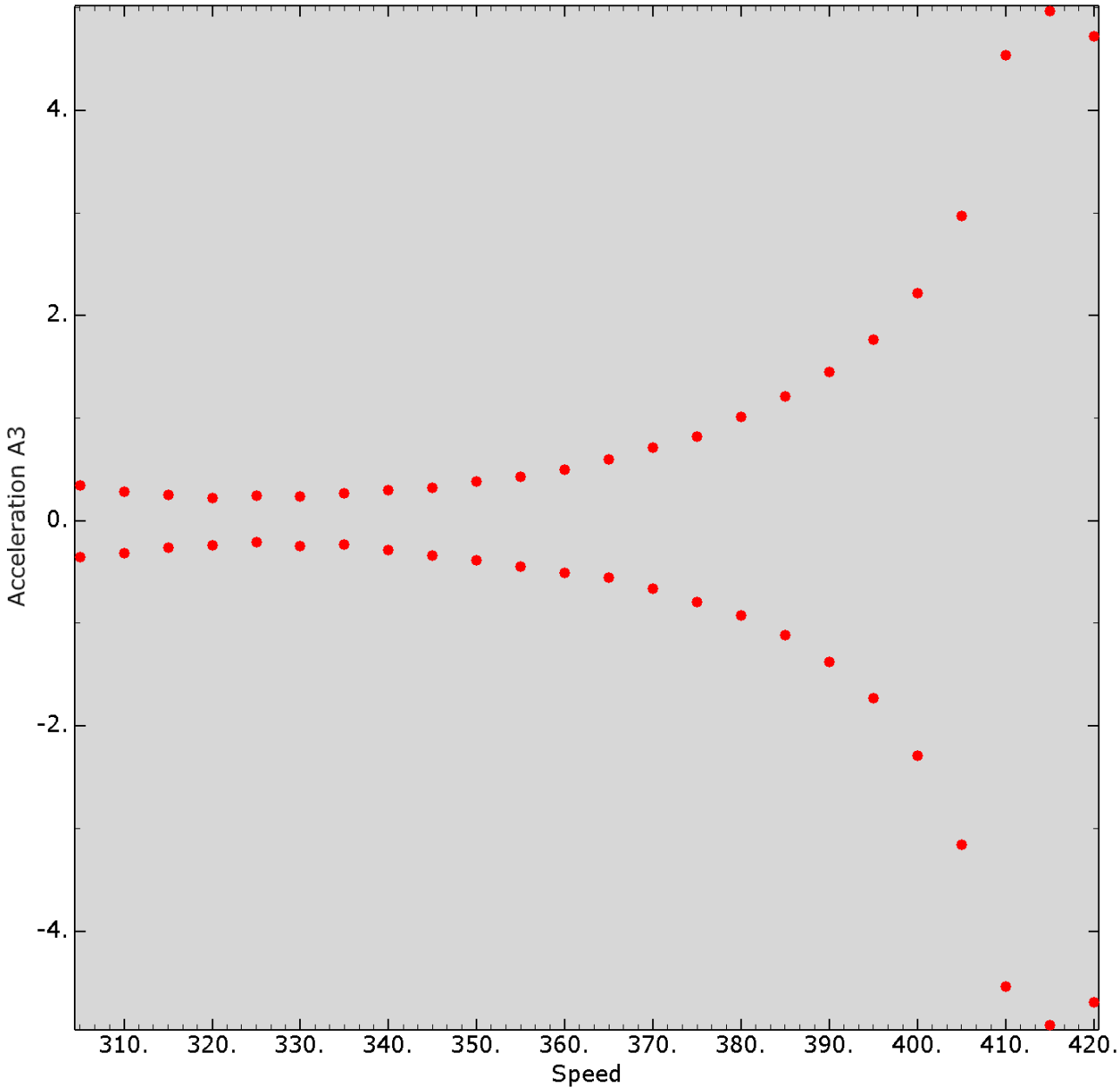
Typ 1-38-250-DI



Typ 1-38-350-DI

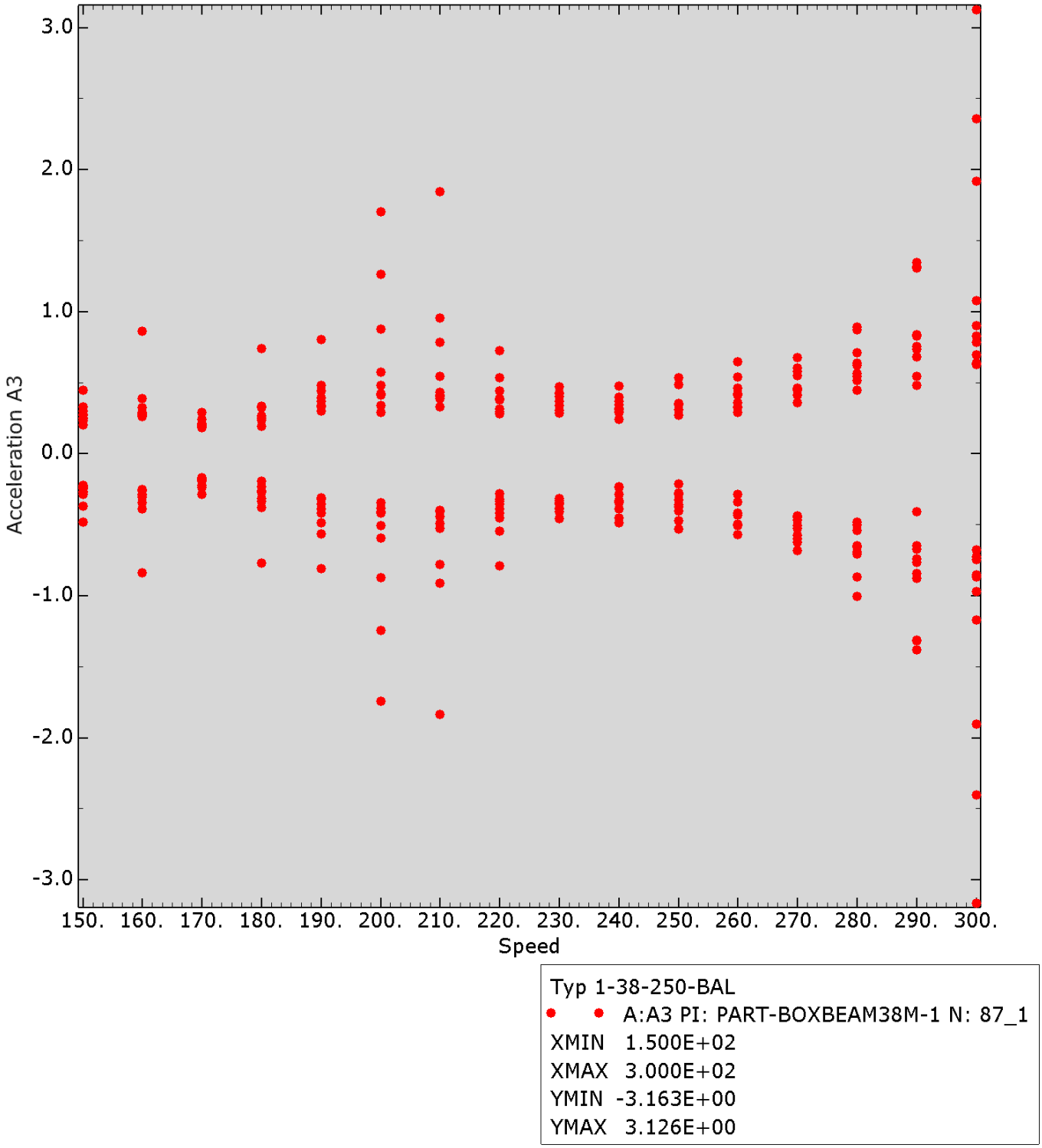


Typ 1-38-350-DI



Typ 1-38-350-DI; HSLM-A2
A:A3 PI: PART-BOXBEAM38M-1 N: 238_1
XMIN 3.050E+02
XMAX 4.200E+02
YMIN -4.914E+00
YMAX 4.970E+00

Typ 1-38-250-BA



SKANSKA

Skanska Sverige AB
Teknik
Bro och Anläggning

Typ 1-30-250-DI

Beräkning av agressivitetsfunktion enl. SS-EN 1991-2 bilaga E

Uppdrag	Konstruktionsdel	Utfärdad av	Ort	Datum
SBUF landbroar stål	Typ 1a, Spännvidd 30m, STH 250 km/h	Jan Olsson	Malmö	

Kontroll för fritt upplagda spann enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.1.1 tabell 6.4 anm. C samt bilaga E

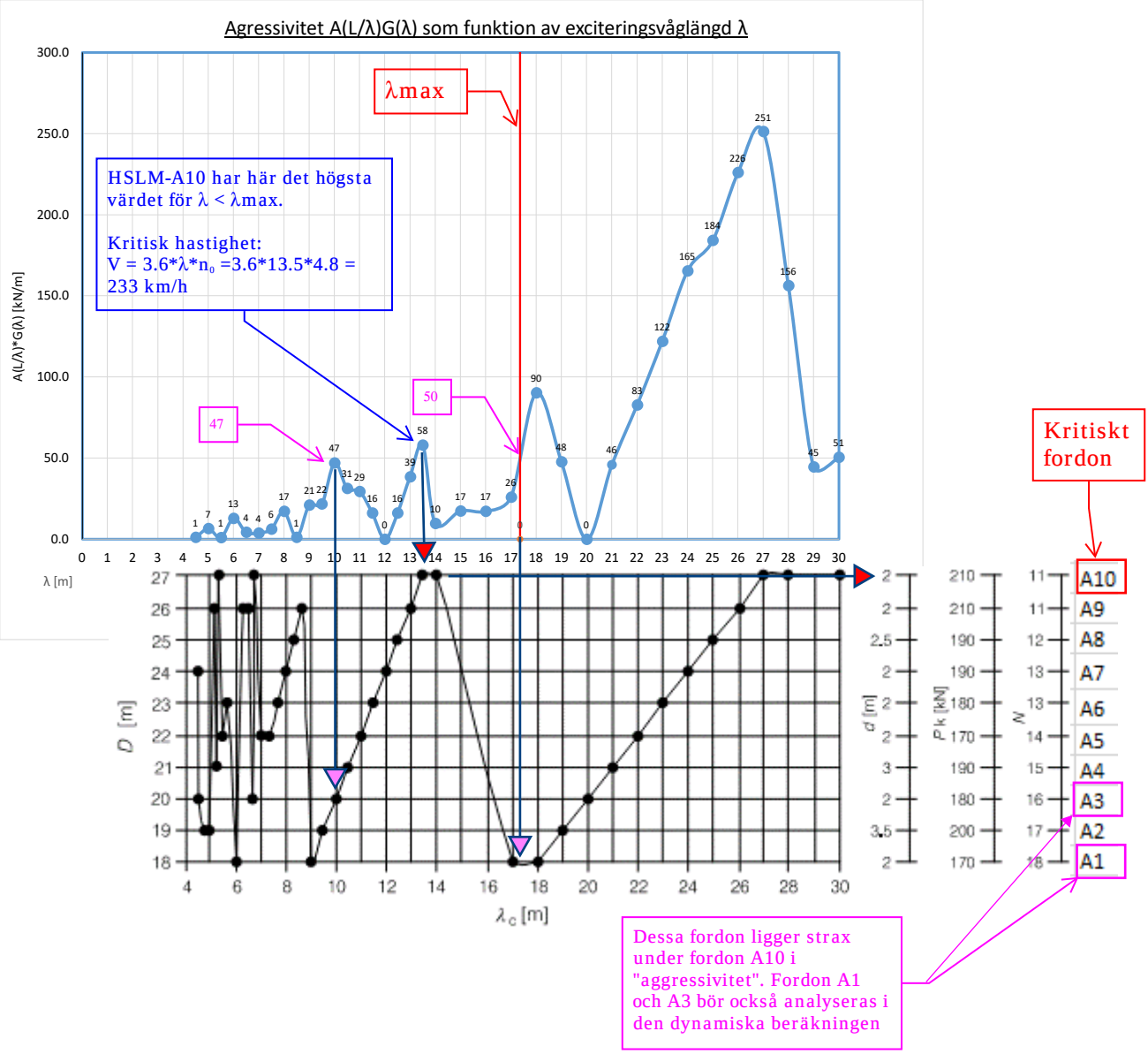
L	30	m
n0	4.8	Hz
V	300	km/h
VDs	83.3	m/s
λ_{max}	17.36	m
λ	13.5	m
ξ	0.5	%

A(L/λ)	0.04
G(λ)	1419.4
A(L/λ)*G(λ)	**58.0**

c) För fritt upplagda spann med spännvidden 7 m eller större får ett enda universaltåg från HSLM-A användas vid dynamisk analys enligt bilaga E (alternativt kan universaltågen A1 t.o.m. A10 användas).

$$A_{(L/\lambda)} = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad \text{(E.4)}$$

$$G_{(\lambda)} \cong \max_{i=0 \text{ to } M-1} \frac{1}{\xi X_i} \sqrt{\underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 1)}} + \underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 2)}}} \left(1 - \exp\left(-2\pi\xi \frac{X_i}{\lambda}\right)\right) \quad \text{(E.5)}$$



SKANSKA

Skanska Sverige AB
Teknik
Bro och Anläggning

Typ 1-30-350-DI

Beräkning av agressivitetsfunktion enl. SS-EN 1991-2 bilaga E

Uppdrag	Konstruktionsdel	Utfärdad av	Ort	Datum
SBUF landbroar stål	Typ 1a, Spännvidd 30m, STH 350 km/h	Jan Olsson	Malmö	

Kontroll för fritt upplagda spann enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.1.1 tabell 6.4 anm. C samt bilaga E

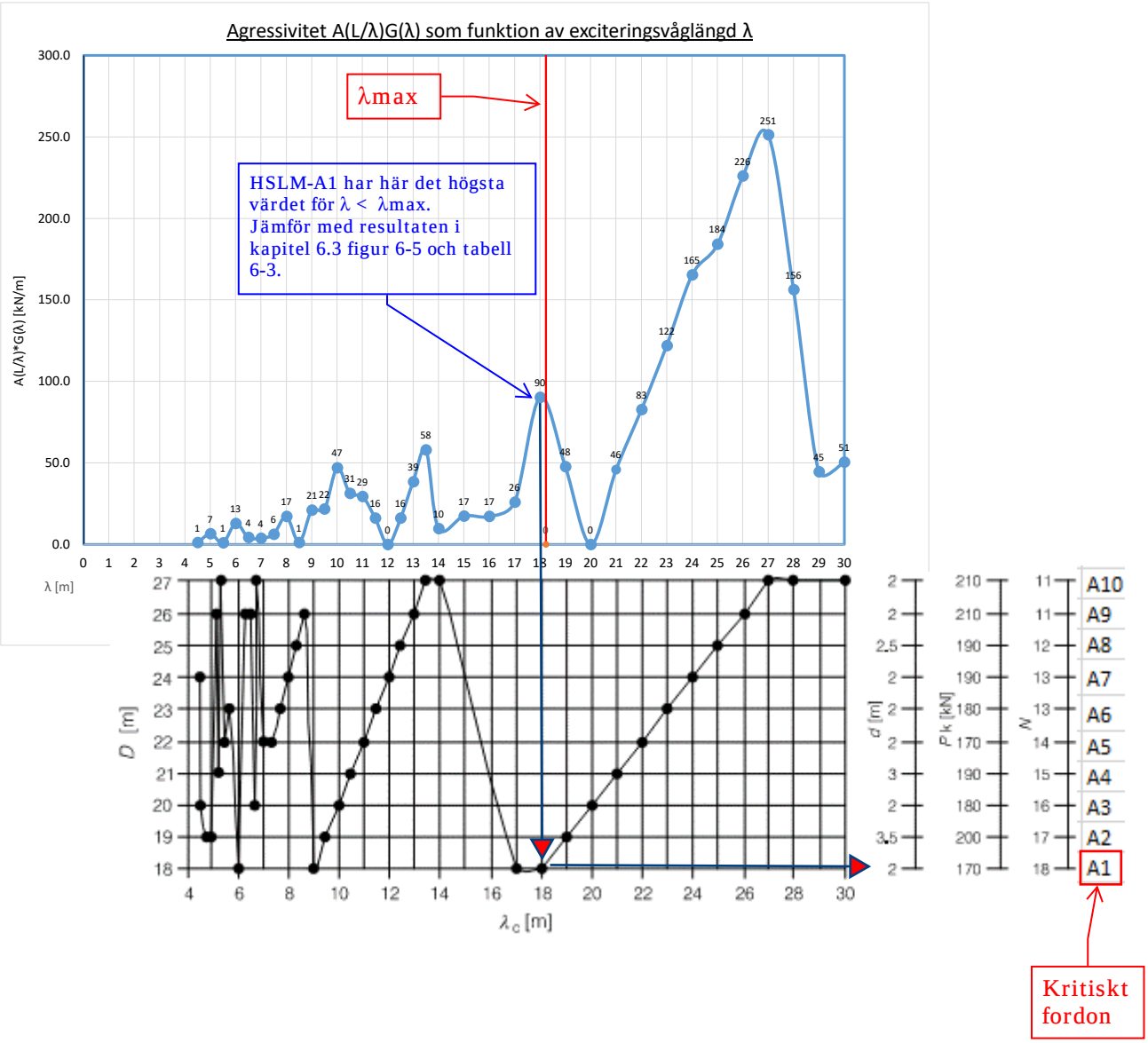
L	30	m
n0	6.4	Hz
V	420	km/h
VDs	116.7	m/s
λ_{max}	18.23	m
λ	13.5	m
ξ	0.5	%

A(L/λ)	0.04
G(λ)	1419.4
A(L/λ)*G(λ)	**58.0**

c För fritt upplagda spann med spännvidden 7 m eller större får ett enda universaltåg från HSLM-A användas vid dynamisk analys enligt bilaga E (alternativt kan universaltågen A1 t.o.m. A10 användas).

$$A_{(L/\lambda)} = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad \text{(E.4)}$$

$$G_{(\lambda)} \cong \max_{i=0 \text{ to } M-1} \frac{1}{\xi X_i} \sqrt{\underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 1)}} + \underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 2)}}} \left(1 - \exp\left(-2\pi\xi \frac{X_i}{\lambda}\right)\right) \quad \text{(E.5)}$$



SKANSKA

Skanska Sverige AB
Teknik
Bro och Anläggning

Typ 1-30-250-BA

Beräkning av agressivitetsfunktion enl. SS-EN 1991-2 bilaga E

Uppdrag	Konstruktionsdel	Utfärdad av	Ort	Datum
SBUF landbroar stål	Typ 1b, Spännvidd 30m, STH 250 km/h	Jan Olsson	Malmö	

Kontroll för fritt upplagda spann enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.1.1 tabell 6.4 anm. C samt bilaga E

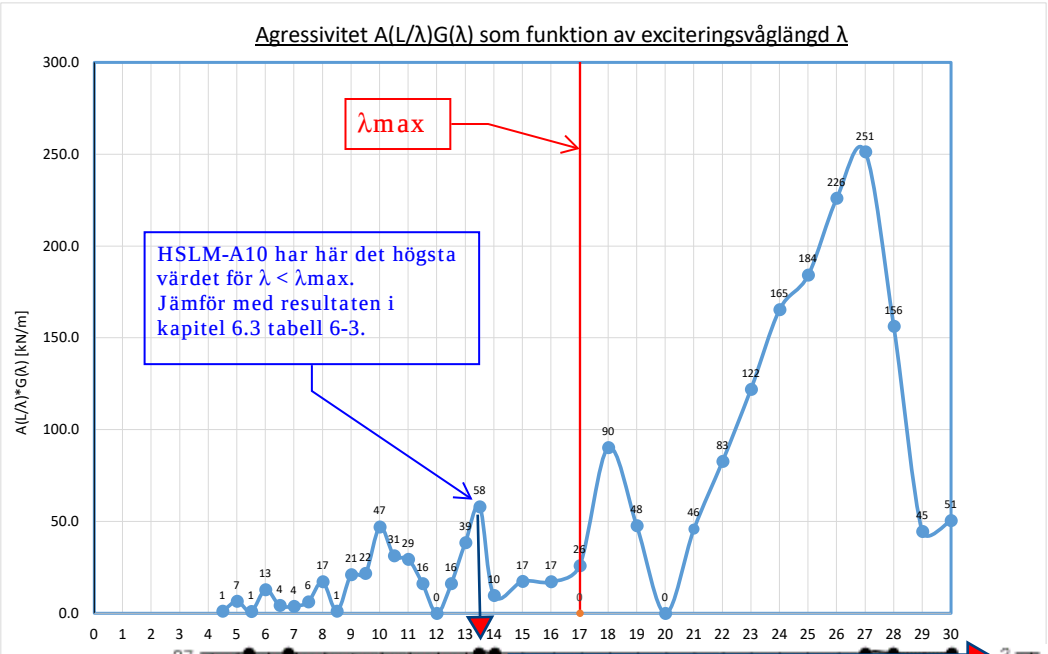
L	30	m
n0	4.9	Hz
V	300	km/h
VDs	83.3	m/s
λ_{max}	17.01	m
λ	13.5	m
ξ	0.5	%

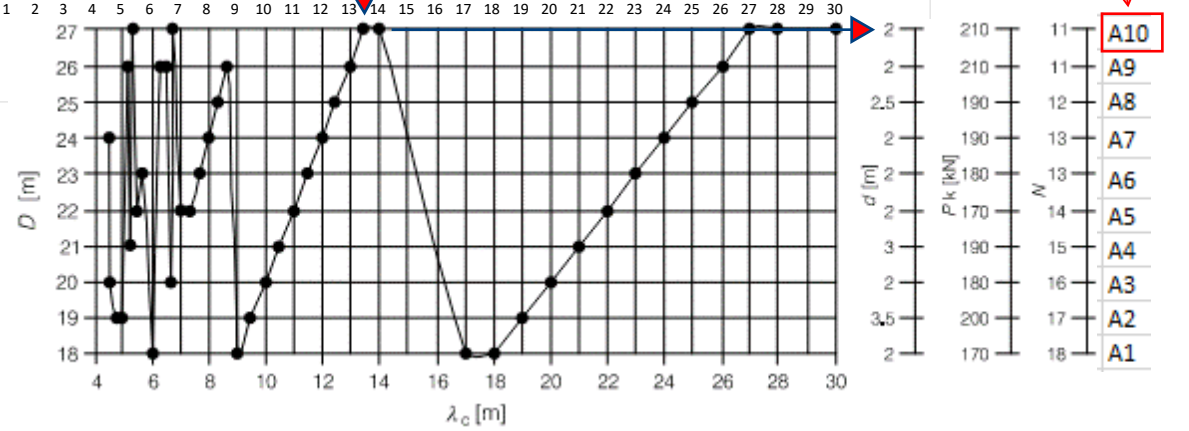
A(L/λ)	0.04
G(λ)	1419.4
A(L/λ)*G(λ)	**58.0**

c) För fritt upplagda spann med spännvidden 7 m eller större får ett enda universaltåg från HSLM-A användas vid dynamisk analys enligt bilaga E (alternativt kan universaltågen A1 t.o.m. A10 användas).

$$A_{(L/\lambda)} = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad \text{(E.4)}$$

$$G_{(\lambda)} \cong \max_{i=0 \text{ to } M-1} \frac{1}{\xi X_i} \sqrt{\underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 1)}} + \underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 2)}}} \left(1 - \exp\left(-2\pi\xi \frac{X_i}{\lambda}\right)\right) \quad \text{(E.5)}$$





SKANSKA

Skanska Sverige AB
Teknik
Bro och Anläggning

Typ 1-32-250-DI

Beräkning av agressivitetsfunktion enl. SS-EN 1991-2 bilaga E

Uppdrag	Konstruktionsdel	Utfärdad av	Ort	Datum
SBUF landbroar stål	Typ 1a, Spännvidd 32m, STH 250 km/h	Jan Olsson	Malmö	

Kontroll för fritt upplagda spann enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.1.1 tabell 6.4 anm. C samt bilaga E

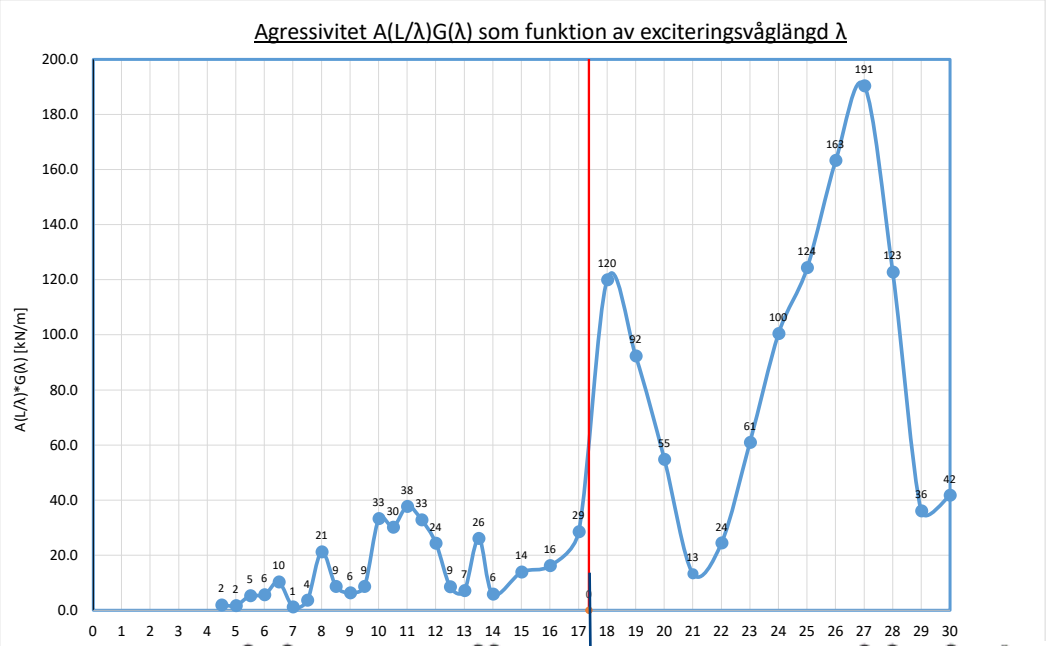
L	32	m
n0	4.8	Hz
V	300	km/h
VDs	83.3	m/s
λ_{max}	17.36	m
λ	13.5	m
ξ	0.5	%

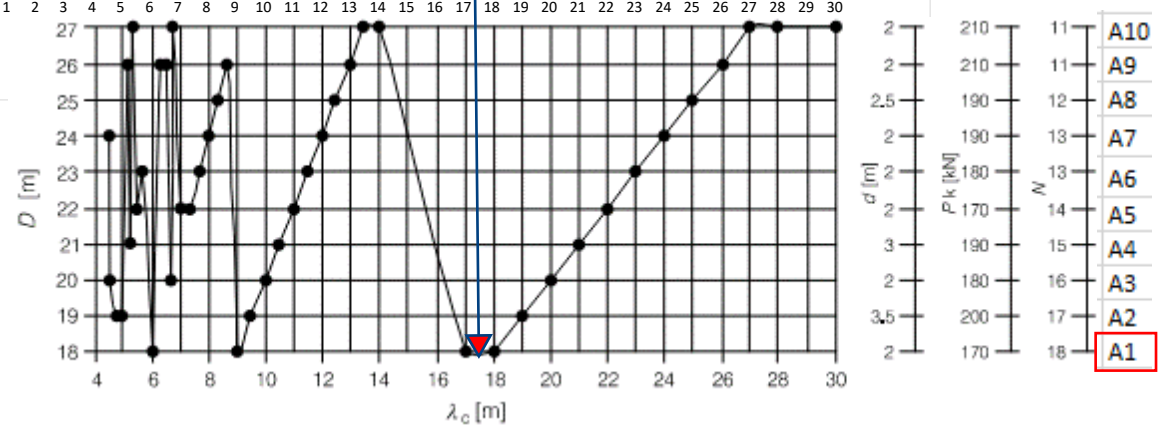
A(L/λ)	0.02
G(λ)	1419.4
A(L/λ)*G(λ)	**26.2**

c För fritt upplagda spann med spännvidden 7 m eller större får ett enda universaltåg från HSLM-A användas vid dynamisk analys enligt bilaga E (alternativt kan universaltågen A1 t.o.m. A10 användas).

$$A\left(\frac{L}{\lambda}\right) = \left|\frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1}\right| \quad \text{(E.4)}$$

$$G(\lambda) \cong \underset{i=0 \text{ to } M-1}{\text{MAX}} \frac{1}{\xi X_i}\sqrt{\underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 1)}} + \underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 2)}}}\left(1 - \exp\left(-2\pi\xi\frac{X_i}{\lambda}\right)\right) \quad \text{(E.5)}$$





SKANSKA

Skanska Sverige AB
Teknik
Bro och Anläggning

Typ 1-32-350-DI

Beräkning av agressivitetsfunktion enl. SS-EN 1991-2 bilaga E

Uppdrag	Konstruktionsdel	Utfärdad av	Ort	Datum
SBUF landbroar stål	Typ 1a, Spännvidd 32m, STH 350 km/h	Jan Olsson	Malmö	

Kontroll för fritt upplagda spann enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.1.1 tabell 6.4 anm. C samt bilaga E

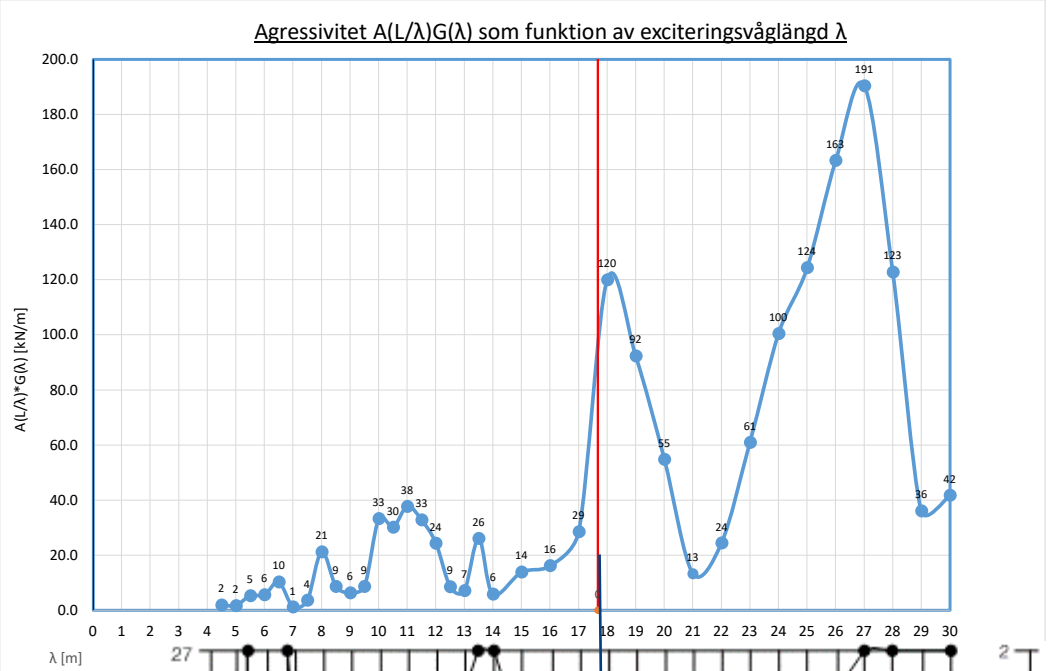
L	32	m
n0	6.6	Hz
V	420	km/h
VDs	116.7	m/s
λ_{max}	17.68	m
λ	13.5	m
ξ	0.5	%

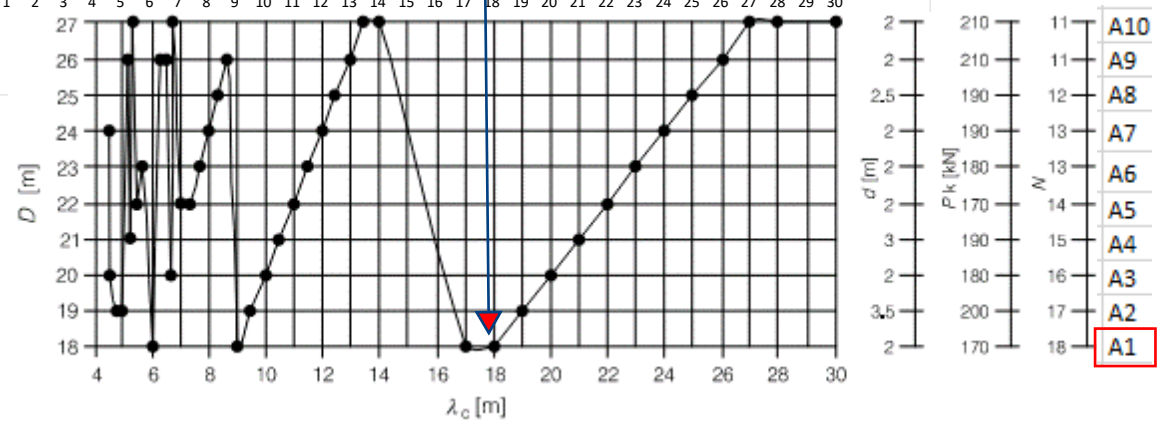
A(L/λ)	0.02
G(λ)	1419.4
A(L/λ)*G(λ)	**26.2**

c För fritt upplagda spann med spännvidden 7 m eller större får ett enda universaltåg från HSLM-A användas vid dynamisk analys enligt bilaga E (alternativt kan universaltågen A1 t.o.m. A10 användas).

$$A_{(L/\lambda)} = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad \text{(E.4)}$$

$$G_{(\lambda)} \cong \max_{i=0 \text{ to } M-1} \frac{1}{\xi X_i} \sqrt{\underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 1)}} + \underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 2)}}} \left(1 - \exp\left(-2\pi\xi \frac{X_i}{\lambda}\right)\right) \quad \text{(E.5)}$$





SKANSKA

Skanska Sverige AB
Teknik
Bro och Anläggning

Typ 1-32-250-BA

Beräkning av agressivitetsfunktion enl. SS-EN 1991-2 bilaga E

Uppdrag	Konstruktionsdel	Utfärdad av	Ort	Datum
SBUF landbroar stål	Typ 1b, Spännvidd 32m, STH 250 km/h	Jan Olsson	Malmö	

Kontroll för fritt upplagda spann enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.1.1 tabell 6.4 anm. C samt bilaga E

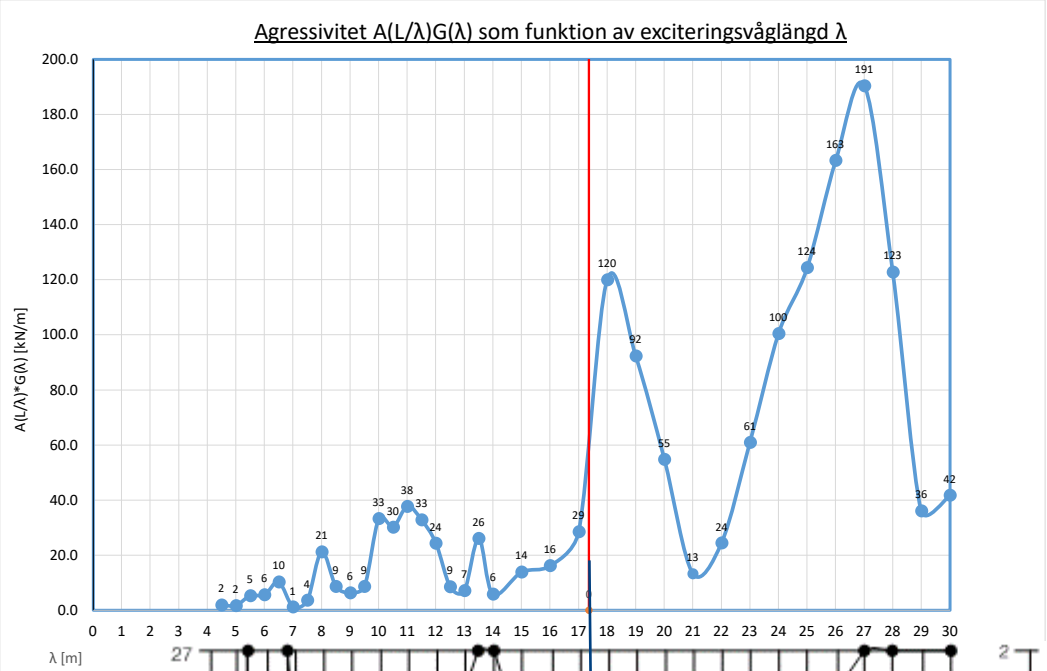
L	32	m
n0	4.8	Hz
V	300	km/h
VDs	83.3	m/s
λ_{max}	17.36	m
λ	13.5	m
ξ	0.5	%

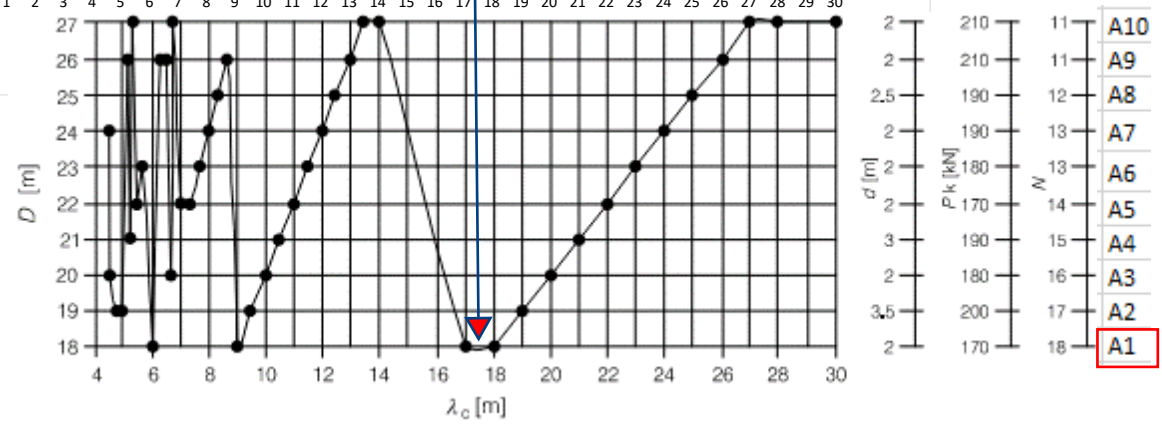
A(L/λ)	0.02
G(λ)	1419.4
A(L/λ)*G(λ)	**26.2**

c) För fritt upplagda spann med spännvidden 7 m eller större får ett enda universaltåg från HSLM-A användas vid dynamisk analys enligt bilaga E (alternativt kan universaltågen A1 t.o.m. A10 användas).

$$A_{(L/\lambda)} = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad \text{(E.4)}$$

$$G_{(\lambda)} \cong \max_{i=0 \text{ to } M-1} \frac{1}{\xi X_i} \sqrt{\underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 1)}} + \underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 2)}}} \left(1 - \exp\left(-2\pi\xi \frac{X_i}{\lambda}\right)\right) \quad \text{(E.5)}$$





SKANSKA

Skanska Sverige AB
Teknik
Bro och Anläggning

Typ 1-38-250-DI

Beräkning av agressivitetsfunktion enl. SS-EN 1991-2 bilaga E

Uppdrag	Konstruktionsdel	Utfärdad av	Ort	Datum
SBUF landbroar stål	Typ 1a, Spännvidd 38m, STH 250 km/h	Jan Olsson	Malmö	

Kontroll för fritt upplagda spann enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.1.1 tabell 6.4 anm. C samt bilaga E

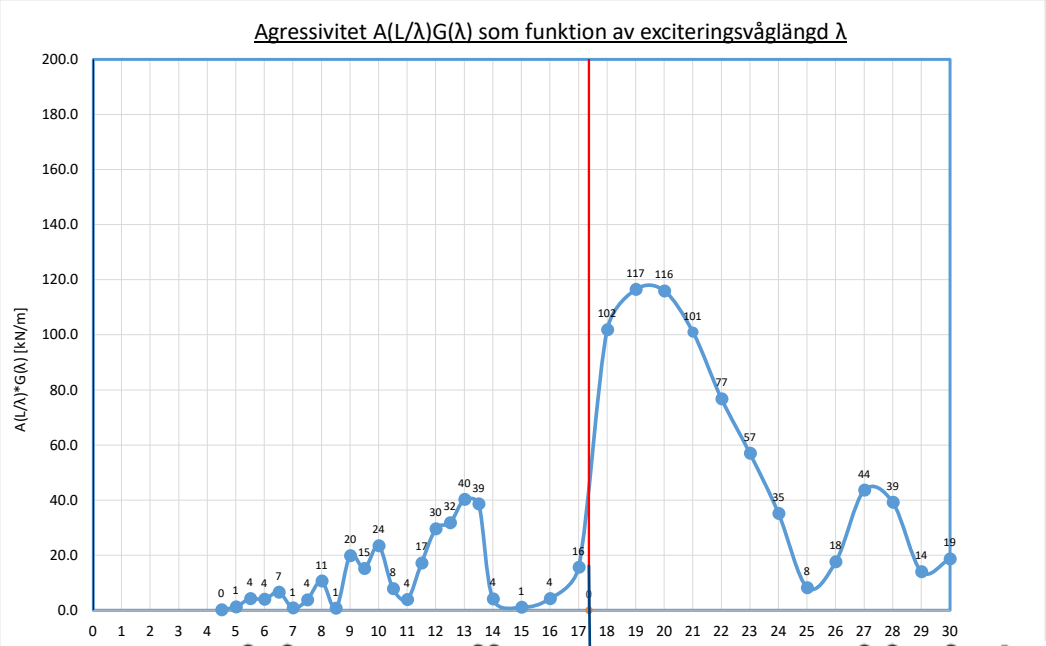
L	38	m
n0	4.8	Hz
V	300	km/h
VDs	83.3	m/s
λ_{max}	17.36	m
λ	13.5	m
ξ	0.5	%

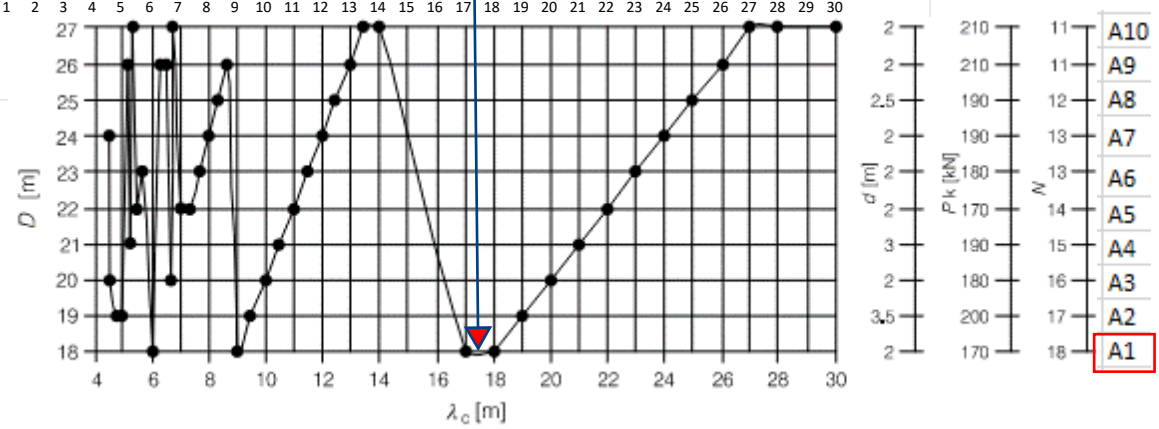
A(L/λ)	0.03
G(λ)	1419.4
A(L/λ)*G(λ)	**38.6**

c För fritt upplagda spann med spännvidden 7 m eller större får ett enda universaltåg från HSLM-A användas vid dynamisk analys enligt bilaga E (alternativt kan universaltågen A1 t.o.m. A10 användas).

$$A_{(L/\lambda)} = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad \text{(E.4)}$$

$$G_{(\lambda)} \cong \max_{i=0 \text{ to } M-1} \frac{1}{\xi X_i} \sqrt{\underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 1)}} + \underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 2)}}} \left(1 - \exp\left(-2\pi\xi \frac{X_i}{\lambda}\right)\right) \quad \text{(E.5)}$$





SKANSKA

Skanska Sverige AB
Teknik
Bro och Anläggning

Typ 1-38-350-DI

Beräkning av agressivitetsfunktion enl. SS-EN 1991-2 bilaga E

Uppdrag	Konstruktionsdel	Utfärdad av	Ort	Datum
SBUF landbroar stål	Typ 1a, Spännvidd 38m, STH 350 km/h	Jan Olsson	Malmö	

Kontroll för fritt upplagda spann enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.1.1 tabell 6.4 anm. C samt bilaga E

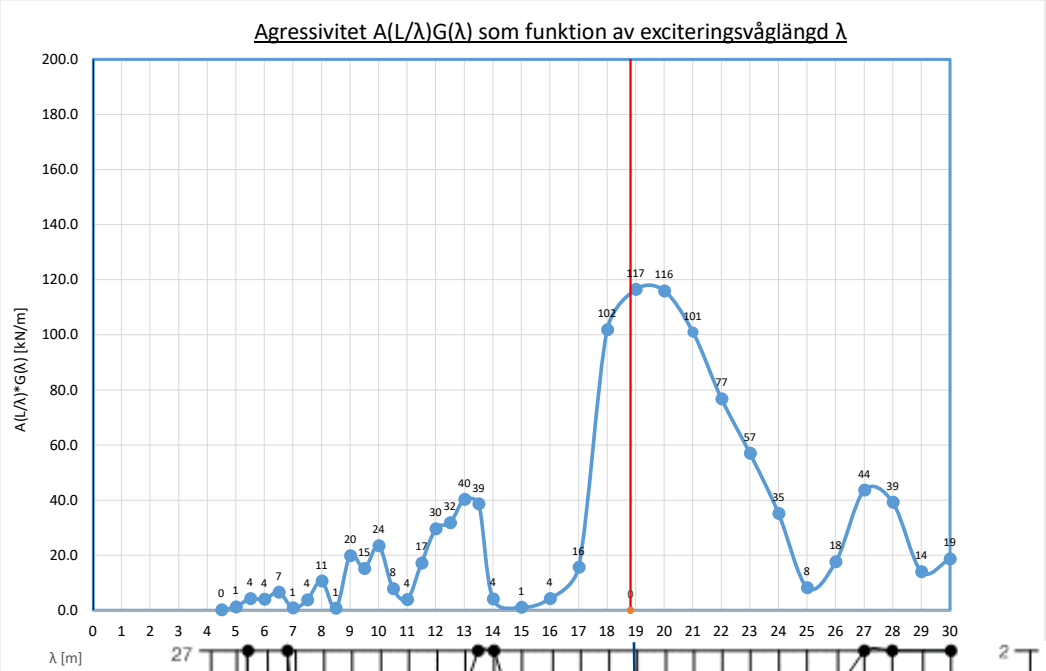
L	38	m
n0	6.2	Hz
V	420	km/h
VDs	116.7	m/s
λ_{max}	18.82	m
λ	13.5	m
ξ	0.5	%

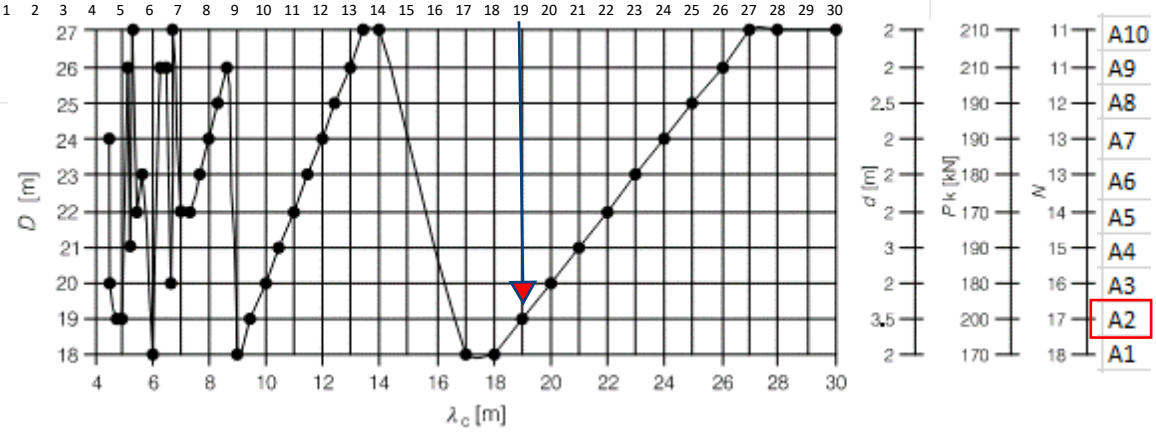
A(L/λ)	0.03
G(λ)	1419.4
A(L/λ)*G(λ)	**38.6**

[c] För fritt upplagda spann med spännvidden 7 m eller större får ett enda universaltåg från HSLM-A användas vid dynamisk analys enligt bilaga E (alternativt kan universaltågen A1 t.o.m. A10 användas).

$$A_{(L/\lambda)} = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad \text{(E.4)}$$

$$G_{(\lambda)} \cong \max_{i=0 \text{ to } M-1} \frac{1}{\zeta X_i} \sqrt{\underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 1)}} + \underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 2)}}} \left(1 - \exp\left(-2\pi\zeta \frac{X_i}{\lambda}\right)\right) \quad \text{(E.5)}$$





SKANSKA

Skanska Sverige AB
Teknik
Bro och Anläggning

Typ 1-38-250-BA

Beräkning av agressivitetsfunktion enl. SS-EN 1991-2 bilaga E

Uppdrag	Konstruktionsdel	Utfärdad av	Ort	Datum
SBUF landbroar stål	Typ 1b, Spännvidd 38m, STH 250 km/h	Jan Olsson	Malmö	

Kontroll för fritt upplagda spann enl. SS-EN 1991-2 6.4.6.1.1 tabell 6.4 anm. C samt bilaga E

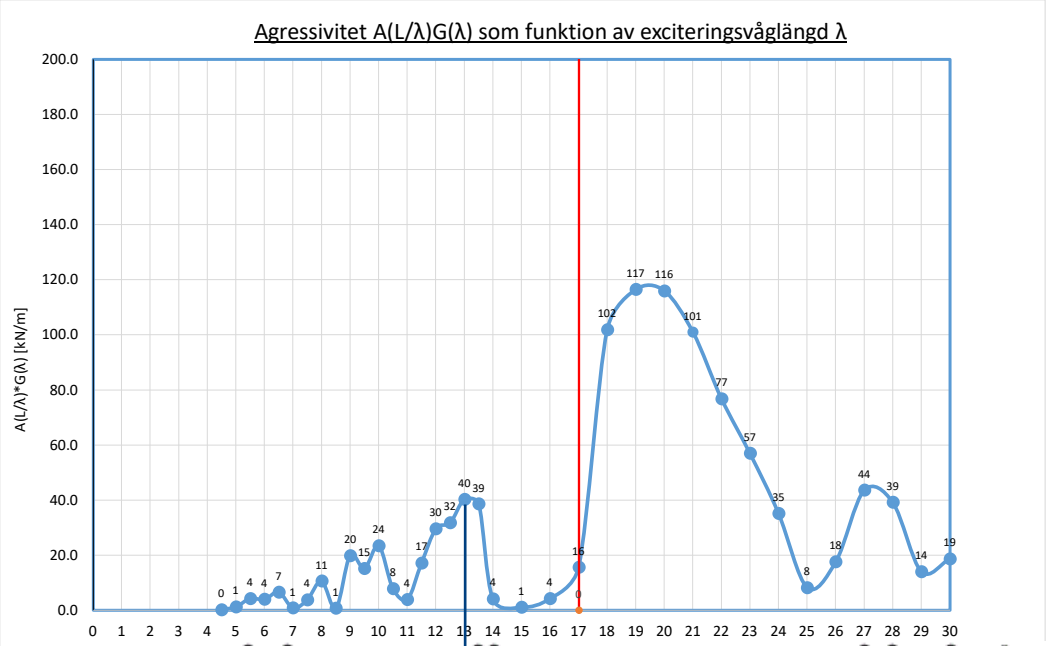
L	38	m
n0	4.9	Hz
V	300	km/h
VDs	83.3	m/s
λ_{max}	17.01	m
λ	13.5	m
ξ	0.5	%

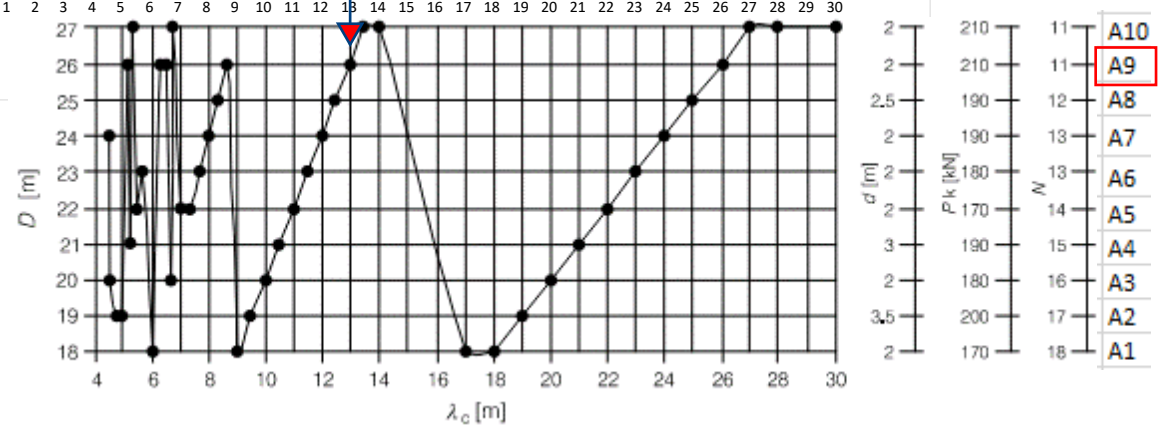
A(L/λ)	0.03
G(λ)	1419.4
A(L/λ)*G(λ)	**38.6**

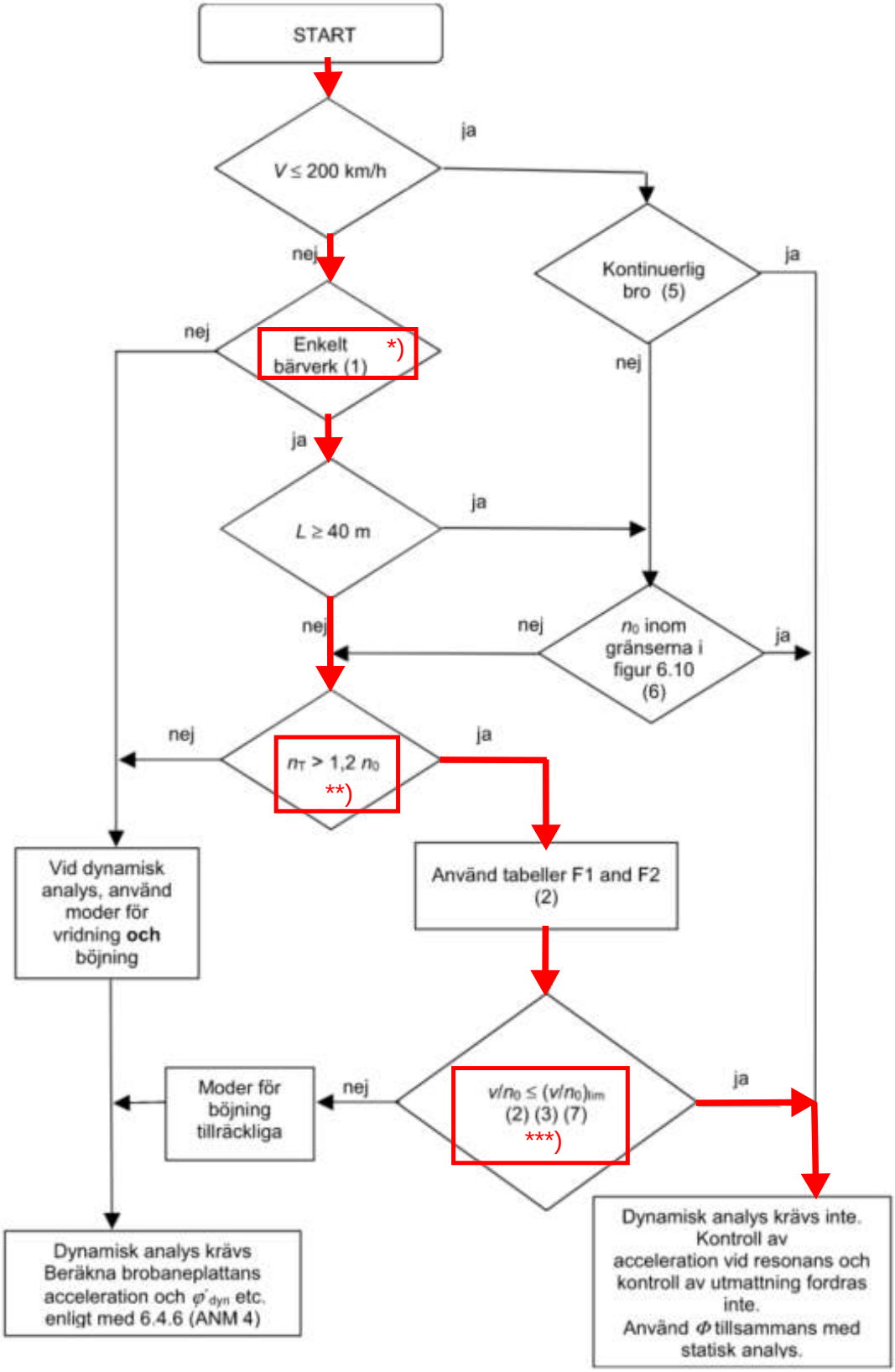
c För fritt upplagda spann med spännvidden 7 m eller större får ett enda universaltåg från HSLM-A användas vid dynamisk analys enligt bilaga E (alternativt kan universaltågen A1 t.o.m. A10 användas).

$$A_{(L/\lambda)} = \left| \frac{\cos\left(\frac{\pi L}{\lambda}\right)}{\left(\frac{2L}{\lambda}\right)^2 - 1} \right| \quad \text{(E.4)}$$

$$G_{(\lambda)} \cong \max_{i=0 \text{ to } M-1} \frac{1}{\xi X_i} \sqrt{\underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \cos\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 1)}} + \underbrace{\left(\sum_{k=0}^{i} P_k \sin\left(\frac{2\pi x_k}{\lambda}\right)\right)^2}_{\text{(Uttryck 2)}}} \left(1 - \exp\left(-2\pi\xi \frac{X_i}{\lambda}\right)\right) \quad \text{(E.5)}$$

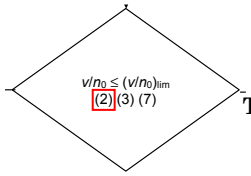






Figur 6.9 – Flödesschema för att avgöra om dynamisk analys erfordras

*) Enkelt bärverk är aktuellt för fritt upplagda balkbroar
**) Vridmodens frekvens är större än första böjmodens frekvens x 1.2. Se kap. 6.1 Tabell 6 1.
***) Kontroll för dessa krav på sid. B7:2-4:
Anmärkning 2: se sid. B7:2
Anmärkning 3: se sid. B7:3
Anmärkning 7: se sid. B7:4



ANM. 2 Beträffande tabeller F1och F2 och tillhörande gränser för giltighet, se bilaga F.

Tabell för kontroll mot SS-EN 1991-2 bilaga F tabell F.1 och F.2

L	DI/BA	STH	Massa för hela bron M	m	n_0	v/n_0	$(v/n_{0)lim}$	Kontroll
(m)		(km/h)	(ton)	(ton/m)	(Hz)			
30	DI	250	693	21.0	4.8	14.62	19.17	OK
	DI	350	750	22.7	6.4	15.19	19.17	OK
	BA	250	858	26.0	4.7	14.78	18.89	OK
			802	*24.3*	*4.9*	*14.17*	*18.61*	*OK*
32	DI	250	750	22.7	4.8	14.62	19.17	OK
	DI	350	811	24.6	6.6	14.73	19.17	OK
	BA	250	930	28.2	4.8	14.62	18.89	OK
			870	*26.4*	*4.9*	*14.17*	*18.89*	*OK*
38	DI	250	934	23.9	4.8	14.62	19.17	OK
	DI	350	1048	26.9	6.2	15.76	19.17	OK
	BA	250	1141	29.3	4.7	14.78	18.89	OK
			1071	*27.5*	*4.9*	*14.26*	*18.89*	*OK*

Resultat: Krav i flödesschema SS-EN 1991-2 6.4.4 ANM 2 är OK

Tabell F.1 – Största värde $(v/n_0)_{lim}$ för en fritt upplagd balk eller platta och med en största tillåten acceleration a_{max}< 3,50m/s².

Massa m 10^3 kg/m		≥5,0 <7,0	≥7,0 <9,0	≥9,0 <10,0	≥10,0 <13,0	≥13,0 <15,0	≥15,0 <18,0	≥18,0 <20,0	≥20,0 <25,0	≥25,0 <30,0	≥30,0 <40,0	≥40,0 <50,0	≥50,0 –
Spann $L \in$ m [a]	ζ %	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m
[5,00,7,50)	2	1,71	1,78	1,88	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,54	3,59
	4	1,71	1,83	1,93	1,93	2,13	2,24	3,03	3,08	3,38	3,54	4,31	4,31
[7,50,10,0)	2	1,94	2,08	2,64	2,64	2,77	2,77	3,06	5,00	5,14	5,20	5,35	5,42
	4	2,15	2,64	2,77	2,98	4,93	5,00	5,14	5,21	5,35	5,62	6,39	6,53
[10,0,12,5)	1	2,40	2,50	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	6,57
	2	2,50	2,71	2,71	5,83	6,15	6,25	6,36	6,36	6,45	6,45	7,19	7,29
[12,5,15,0)	1	2,50	2,50	3,58	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	9,14	9,14	9,14
	2	3,45	5,12	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,76	10,36	10,48
[15,0,17,5)	1	3,00	5,33	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	10,17	10,33	10,33	10,50	10,67	12,40
[17,5,20,0)	1	3,50	6,33	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	7,17	10,67	12,80	12,80	12,80
[20,0,25,0)	1	5,21	5,21	5,42	7,08	7,50	7,50	13,54	13,54	13,96	14,17	14,38	14,38
[25,0,30,0)	1	6,25	6,46	6,46	10,21	10,21	10,21	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0,40,0)	1				10,56	18,33	18,33	18,61	18,61	18,89	19,17	19,17	19,17
≥40,0	1				14,73	15,00	15,56	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33

[a] $L \in [a,b)$ innebär $a \leq L < b$

ANM. 1 Tabell F.1 inkluderar en säkerhetsfaktor 1.2 på $(v/n_0)_{lim}$ för acceleration, nedböjning och hållfasthet och en säkerhetsfaktor 1,0 på $(v/n_0)_{lim}$ för utmattning.

ANM. 2 Tabell F.1 inkluderar ett tillägg $(1 + \varphi''/2)$ för rälsojämnheter.

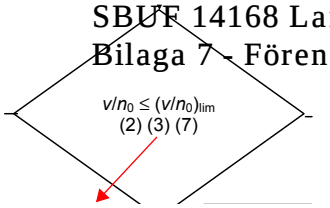
Tabell F.2 – Största värde $(v/n_0)_{lim}$ för en fritt upplagd balk eller platta och med en största tillåten acceleration a_{max}< 5,0 m/s²

Massa m 10^3 kg/m		≥5,0 <7,0	≥7,0 <9,0	≥9,0 <10,0	≥10,0 <13,0	≥13,0 <15,0	≥15,0 <18,0	≥18,0 <20,0	≥20,0 <25,0	≥25,0 <30,0	≥30,0 <40,0	≥40,0 <50,0	≥50,0 –
Spann $L \in$ m [a]	ζ %	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m	v/n_0 m
[5,00,7,50)	2	1,78	1,88	1,93	1,93	2,13	2,13	3,08	3,08	3,44	3,54	3,59	4,13
	4	1,88	1,93	2,13	2,13	3,08	3,13	3,44	3,54	3,59	4,31	4,31	4,31
[7,50,10,0)	2	2,08	2,64	2,78	2,78	3,06	5,07	5,21	5,21	5,28	5,35	6,33	6,33
	4	2,64	2,98	4,86	4,93	5,14	5,21	5,35	5,42	6,32	6,46	6,67	6,67
[10,0,12,5)	1	2,50	2,50	2,71	6,15	6,25	6,36	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19
	2	2,71	5,83	6,15	6,15	6,36	6,46	6,46	6,46	7,19	7,19	7,75	7,75
[12,5,15,0)	1	2,50	3,58	5,24	5,24	5,36	5,36	7,86	8,33	9,14	9,14	9,14	9,14
	2	5,12	5,24	5,36	5,36	7,86	8,22	9,53	9,64	10,36	10,36	10,48	10,48
[15,0,17,5)	1	5,33	5,33	6,33	6,33	6,50	6,50	6,50	7,80	7,80	7,80	7,80	7,80
	2	5,33	6,33	6,50	6,50	10,33	10,33	10,50	10,50	10,67	10,67	12,40	12,40
[17,5,20,0)	1	6,33	6,33	6,50	6,50	7,17	10,67	10,67	12,80	12,80	12,80	12,80	12,80
[20,0,25,0)	1	5,21	7,08	7,50	7,50	13,54	13,75	13,96	14,17	14,38	14,38	14,38	14,38
[25,0,30,0)	1	6,46	10,20	10,42	10,42	10,63	10,63	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75	12,75
[30,0,40,0)	1				18,33	18,61	18,89	18,89	19,17	19,17	19,17	19,17	19,17
≥40,0	1				15,00	15,56	15,83	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33	18,33

[a] $L \in [a,b)$ innebär $a \leq L < b$

ANM. 1 Tabell F.2 inkluderar en säkerhetsfaktor 1.2 på $(v/n_0)_{lim}$ för acceleration, nedböjning och hållfasthet och en säkerhetsfaktor 1,0 på $(v/n_0)_{lim}$ för utmattning.

ANM. 2 Tabell F.2 inkluderar ett tillägg $(1+\varphi''/2)$ för rälsojämnheter.



ANM. 3 En dynamisk analys krävs där den normala hastigheten för ett verkligt tåg överensstämmer med bärverkets resonanshastighet. Se 6.4.6.6 och bilaga F.

6.4.6.6 Tillkommande utmattningsverifiering då dynamisk analys krävs

(1)P Utmattningsverifieringen av bärverket skall beakta den spänningsvidd som uppstår då bärverksdelen svänger uppåt och nedåt kring dess nedböjning av permanent last beroende på:

— tillkommande fria svängningar orsakade av stöteffekter från axellaster i hög hastighet,

— storleken på de dynamiska lasteffekterna av rörliga laster vid resonans,

— tillkommande spänningscykler orsakade av dynamisk belastning vid resonans.

(2)P Då normal tåghastighet för ett verkligt tåg på ett bärverk ligger nära resonanshastigheten, skall dimensioneringen beakta den tillkommande utmattnings-belastningen av resonanseffekter.

ANM. För aktuellt projekt kan utmattningslasten bestämmas, t.ex. avseende detaljer, årligt tonnage och den mix av verkliga tåg med tillhörande normal tåghastighet vid broläget som skall beaktas vid dimensioneringen.

(3) Om bron är dimensionerad för lastmodell HSLM enligt 6.4.6.1.1(2) bör utmattnings-lasten anges med beaktande av bästa möjliga uppskattning av nuvarande och framtida trafik.

ANM. För aktuellt projekt kan utmattningslasten anges, t.ex. avseende detaljer, årligt tonnage och den blandning av verkliga tåg med tillhörande normal tåghastighet vid broläget, som skall beaktas vid dimensioneringen.

(4) För bärverk som uppfyller villkoren i bilaga F får resonanshastigheten uppskattas genom att använda ekvationerna 6.9 och 6.10.

(5) Vid kontroll av utmattning bör en serie hastigheter upp till högsta nominella hastighet beaktas.

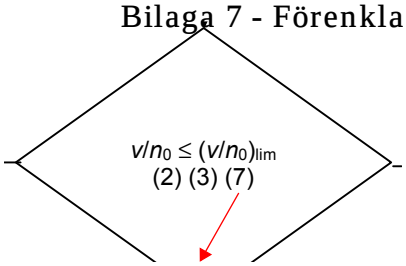
ANM. För aktuellt projekt rekommenderas att man specificerar en ökning av största nominella hastigheten vid broläget för att tillgodose möjliga förändringar av infrastrukturen och av den framtida rullande materielen.

TRVINFRA 7.1.6.2.1.3 j

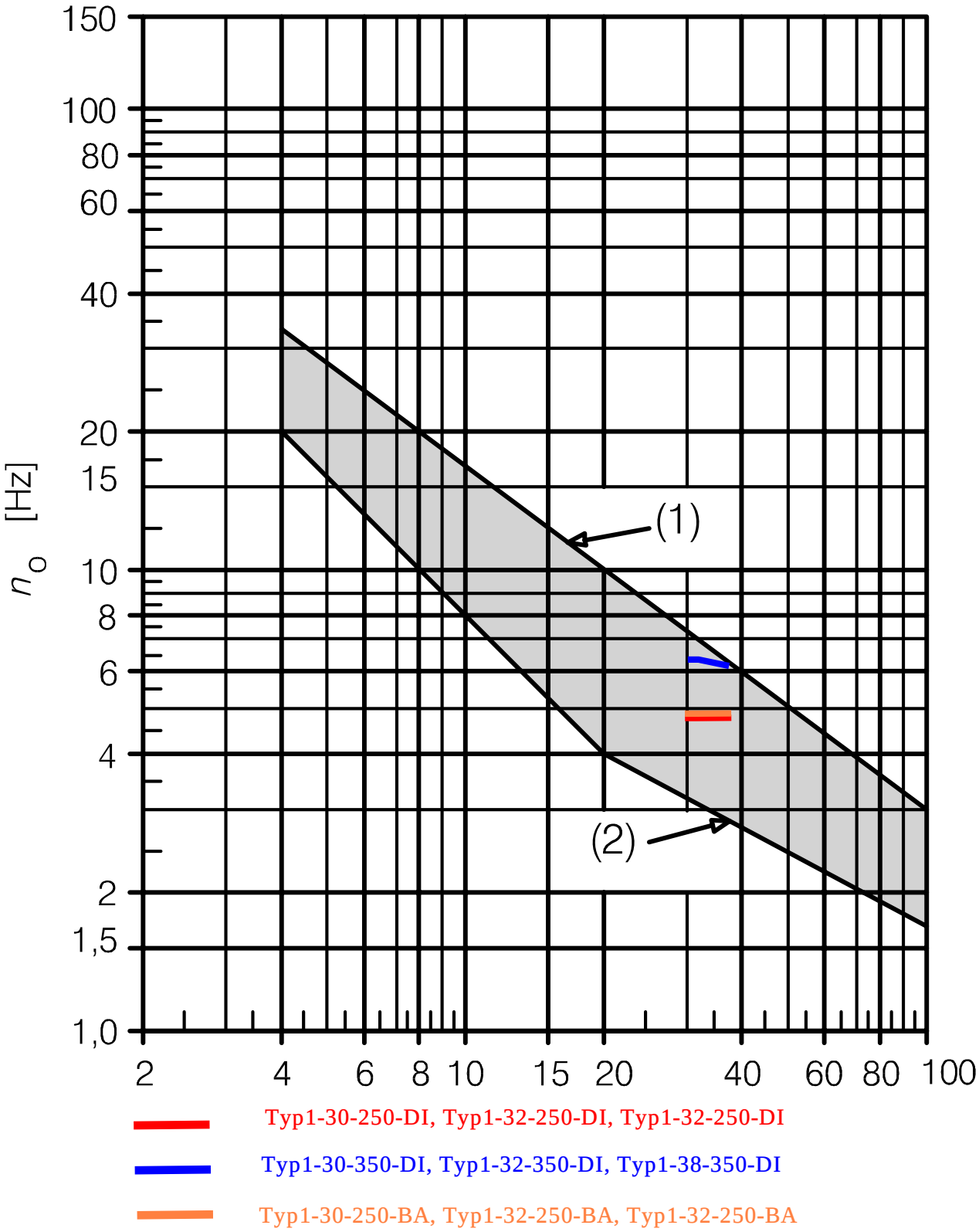
j	6.4.6.6(2) 6.4.6.6(3) 6.4.6.6(5)	Tillkommande utmattningskontroll enligt 6.4.6.6 behöver inte utföras för bro på bana med blandad trafik. Utmattningskontroll enligt SS-EN 1991-2, 6.9 är tillräcklig.

Trafikverket har bekräftat att blandad trafik kan förutsättas på framtida höghastighetsbanor. Ingen extra utmattningskontroll enl. 6.4.6.6 är därför nödvändig.

Resultat: Krav i flödesschema SS-EN 1991-2 6.4.4 ANM 3 är OK

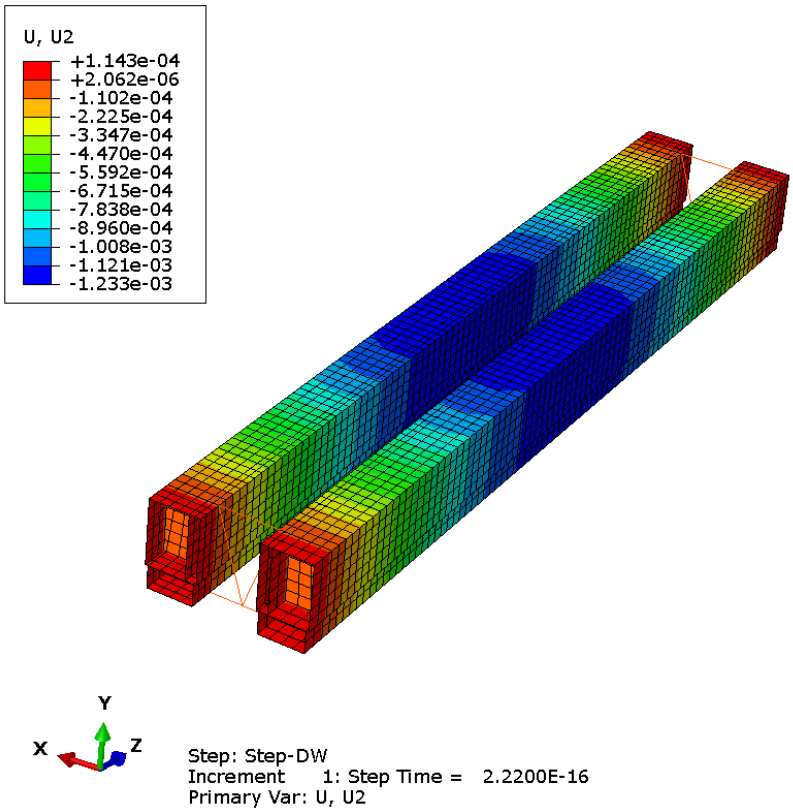


ANM. 7 För broar där lägsta egenfrekvensen n_0 överskrider den övre gränsen (1) i figur 6.10 krävs en dynamisk analys. Se även 6.4.6.1.1(7).

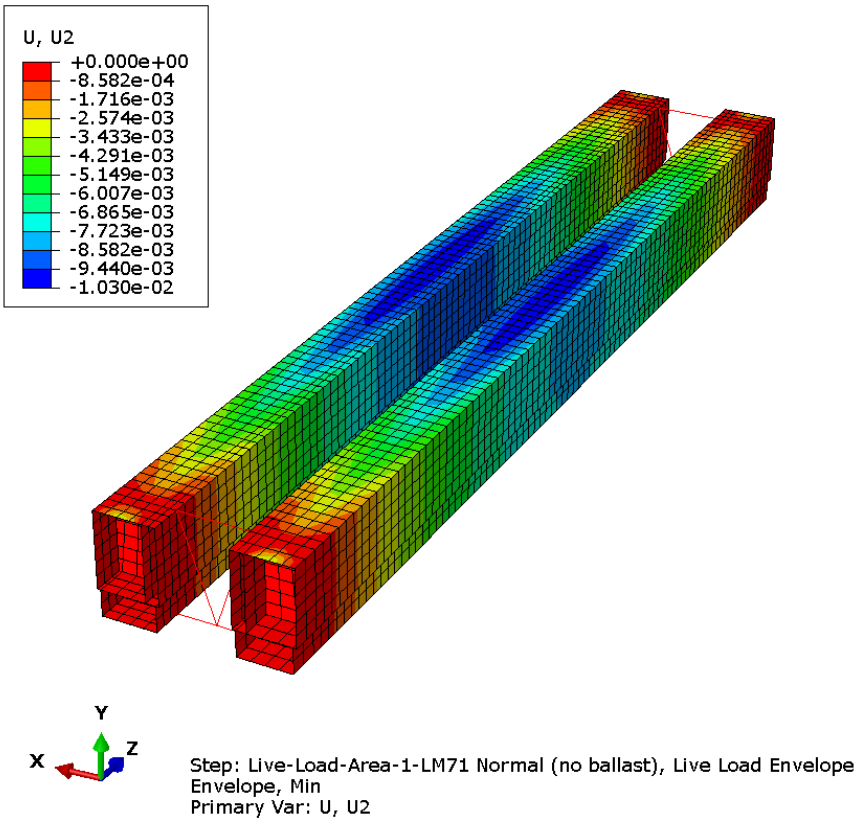


Resultat: Krav i flödesschema SS-EN 1991-2 6.4.4 ANM 7 är OK

Resultat från analys av brotyp 3

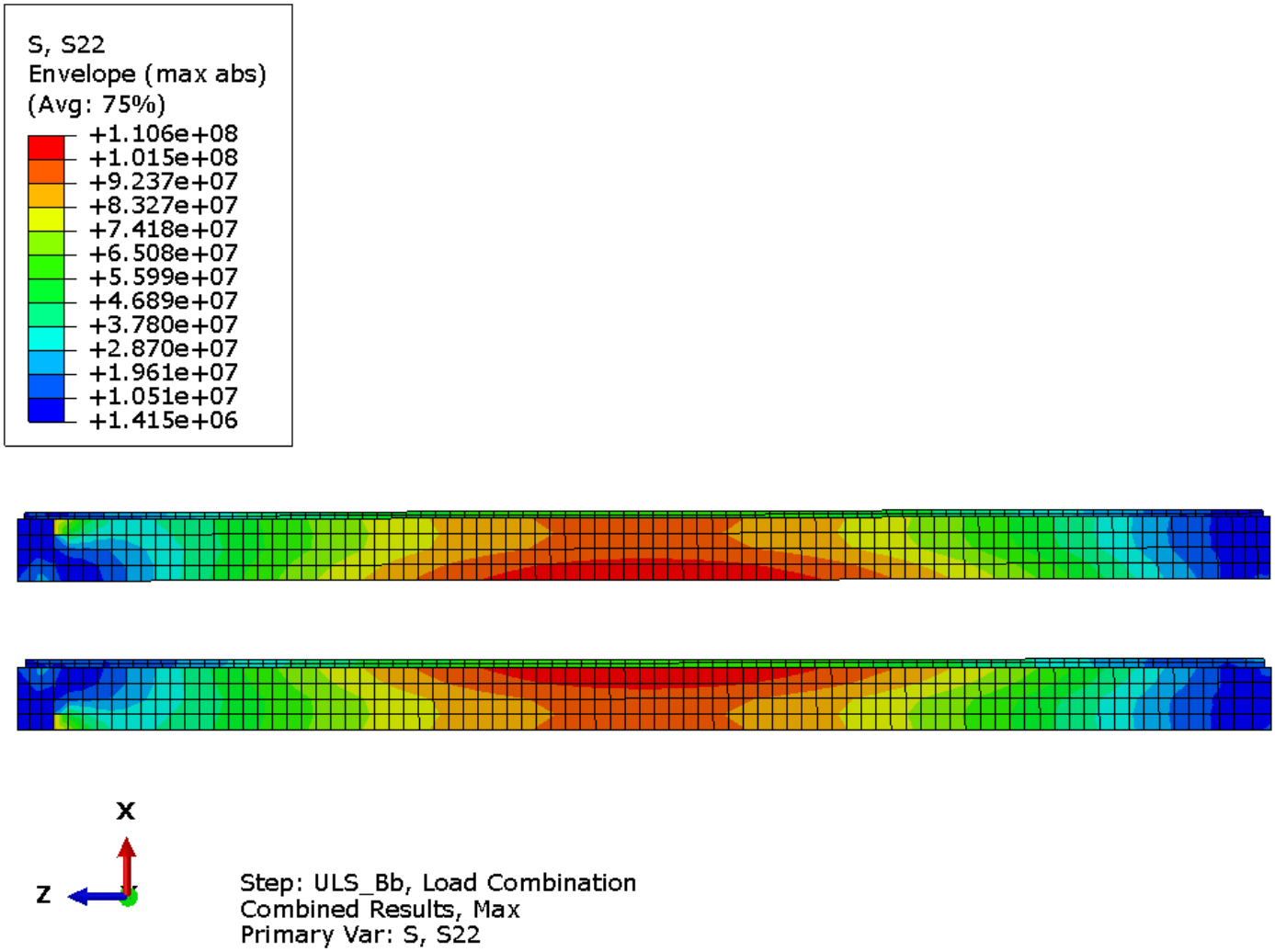


Nedböjning av egentyngd



Nedböjning av trafiklast LM71

Resultat från analys av brotyp 3 - forts



Spänning UK fläns för ULS
Utnyttjandegrad 110.6/355 = 31%

Beam EC3 + NA/Sweden	Project: SBUF LBS	Page: 1
Version 1.3.0 Beam program based upon EC3 Copyright(C) 2020 StruProg AB	Identification: Typ 3, spännvidd 16 m, ULS	Date: 2023-05-29 Time: 15:30:41
File: G:\Teknik\BoA\Uppdrag Malmö\211343 SBUF Landbroar i stål\K\04 Beräkningar\JO\typ3_16m_ULS.bec3		

Material : S355 N/NL fy = 355 MPa E = 2,10E+5 MPa
gm0 / gm1 = 1,00 / 1,00

Typ 3

Kontroll med balkprogram

Section property:

Ax = 114080 mm2
Az = 69930 mm2
Ay = 8000 mm2

Iy = 3,980E+10 mm4
Iz = 1,460E+10 mm4
Ix = 3,538E+10 mm4
Iw = 3,867E+14 mm4
Wel,y = 4,977E+7 mm3
Wpl,y = 5,981E+7 mm3

Capacity:

Section class: 3
My,Rd = 17668,4 kNm
Vc,z,Rd = 17199,4 kN

Psi0 (Q1) = 0,7 Psi0 (Q2) = 0,7 Safety class = 3

3.1 Load input
Permanent loads G:

Uniform loads

Span	q
1	11,00
2	11,00
3	11,00

Trapezoidal loads

Span	q1	q2	x1	x2

Moment loads

Span	M	x

Point loads

Span	P	x

Variable loads Q1:

Uniform loads

Span	q

Trapezoidal loads

Span	q1	q2	x1	x2
2	64,00	64,00	0,000	4,80
2	64,00	64,00	11,400	16,00

Moment loads

Span	M	x

Point loads

Span	P	x
2	200,00	5,60
2	200,00	7,20
2	200,00	8,80
2	200,00	10,40

Variable loads Q2:

Uniform loads

Span	q

Trapezoidal loads

Span	q1	q2	x1	x2

Moment loads

Span	M	x

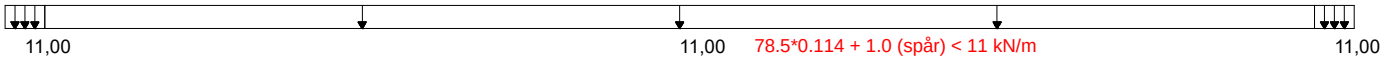
Point loads

Span	P	x

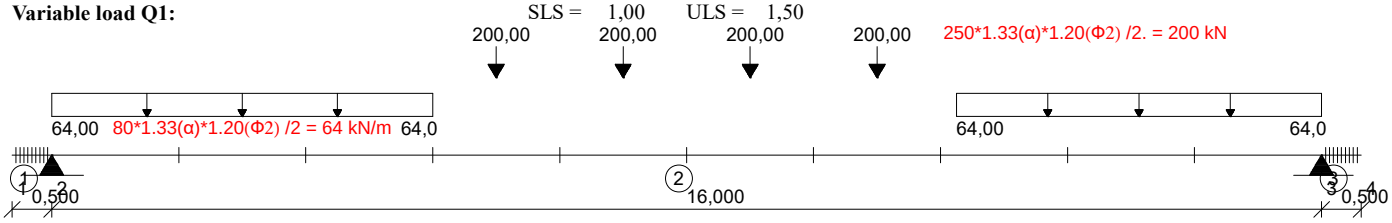
3.2 Plots of beam and loadings

Räknar på en lådbalk med belastning från en räl.

Permanent load : SLS = 1,00 ULS = 1,20



Variable load Q1: SLS = 1,00 ULS = 1,50



Beam EC3 + NA/Sweden	Project: SBUF LBS	Page: 2
Version 1.3.0 Beam program based upon EC3 Copyright(C) 2020 StruProg AB	Identification: Typ 3, spännvidd 16 m, ULS	Date: 2023-05-29 Time: 15:30:41
File: G:\Teknik\BoA\Uppdrag Malmö\211343 SBUF Landbroar i stål\K\04 Beräkningar\JO\typ3_16m_ULS.bec3		

!! " # *$ % # & ! ' (underlined C-values are manual input)*

Span no.	Support stiffeners	Distance between web stiffeners (mm)
1	Weak	
2	Weak	
3	Weak	

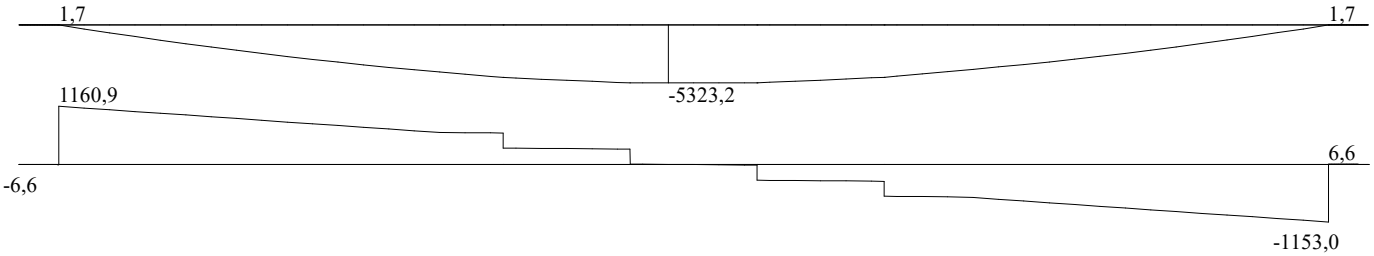
Span no.	k		Restraints		C - values top			C - values bot.		
	Top	Bot.	Top	Bot.	C1	C2	C3	C1	C2	C3
1										
2										
3										

Location of lateral restraints and web stiffeners

*( ) * + (#*

6.1 Diagrams (kN, kNm, mm) (Based upon Permanet load and total Variable load in all span)

Moment and Shear



Deformations

, & # &

Nedböjning av LM71 : 10.2 mm -> OK

Member no. 1

Section Control:

Max. posetive moment:

IR = My,Ed / MV,y,Rd = 1,7 / 17668,4 = **0,00** < 1.0 (Ch.6.2.8) at xl = 0,50

Max. negative moment:

IR = My,Ed / MV,y,Rd = 0,0 / 0,0 = **0,00** < 1.0 (Ch.6.2.8) at xl = 0,50

IR = Vz,Ed / Vz,Rd = 6,6 / 17199,4 = **0,00** < 1.0 (Ch. 6.2.6) at xl = 0,50

Lateral buckling

No lateral buckling

Member no. 2

Section Control:

Max. posetive moment:

IR = My,Ed / MV,y,Rd = 1,7 / 17668,4 = **0,00** < 1.0 (Ch.6.2.8) at xl = 16,00

Max. negative moment:

Utnyttjandegrad - jämför med sidan B8:2

IR = My,Ed / MV,y,Rd = 5323,2 / 17668,4 = **0,30** < 1.0 (Ch.6.2.8) at xl = 7,68

IR = Vz,Ed / Vz,Rd = 1160,9 / 17199,4 = **0,07** < 1.0 (Ch. 6.2.6) at xl = 0,00

Lateral buckling

No lateral buckling

Member no. 3

Section Control:

Max. posetive moment:

IR = My,Ed / MV,y,Rd = 1,7 / 17668,4 = **0,00** < 1.0 (Ch.6.2.8) at xl = 0,00

Max. negative moment:

IR = My,Ed / MV,y,Rd = 0,0 / 17668,4 = **0,00** < 1.0 (Ch.6.2.8) at xl = 0,50

IR = Vz,Ed / Vz,Rd = 6,6 / 17199,4 = **0,00** < 1.0 (Ch. 6.2.6) at xl = 0,00

Lateral buckling

No lateral buckling

Beam EC3 + NA/Sweden	Project: SBUF LBS	Page: 3
Version 1.3.0 Beam program based upon EC3 Copyright(C) 2020 StruProg AB	Identification: Typ 3, spännvidd 16 m, ULS	Date: 2023-05-29 Time: 15:30:41
File: G:\Teknik\BoA\Uppdrag Malmö\211343 SBUF Landbroar i stål\K\04 Beräkningar\JO\typ3_16m_ULS.bec3		

- . &

Forces and Moments **Deformations**

Span no.	xl (m)	Shear force Max.	Shear force Min.	Moment Max.	Moment Min.	Deformations Max.	Deformations Min.
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,1	0,0
	0,05		-0,66	0,02		1,0	
	0,10		-1,32	0,07		0,9	
	0,15		-1,98	0,15		0,8	
	0,20		-2,64	0,26		0,7	
	0,25		-3,30	0,41		0,6	
	0,30		-3,96	0,59		0,4	
	0,35		-4,63	0,81		0,3	
	0,40		-5,29	1,06		0,2	
	0,45		-5,95	1,34		0,1	
	0,50	0,00	-6,61	1,65	0,00	0,0	0,0
2	0,00	1160,89	0,00	1,65	0,00	0,0	0,0
	1,60	986,15			-1715,98		-3,5
	3,20	811,40			-3154,01		-6,6
	4,80	636,65			-4312,46		-9,1
	5,60	626,09			-4816,92		-10,1
	5,60	326,08			-4817,55		-10,1
	6,40	315,51			-5074,18		-10,7
	7,20	304,95			-5322,05		-11,1
	7,20	4,93			-5322,36		-11,1
	8,00		-5,64		-5322,08		-11,3
	8,80		-16,20		-5313,35		-11,1
	8,80		-316,21		-5313,33		-11,1
	9,60		-326,79		-5056,14		-10,7
	10,40		-337,35		-4790,81		-10,0
	10,40		-637,36		-4790,48		-10,0
	11,20		-647,93		-4276,36		-9,1
	12,80		-803,48		-3128,67		-6,6
	14,40		-978,23		-1703,31		-3,5
	16,00	0,00	-1152,97	1,65	0,00	0,0	0,0
3	0,00	6,61	0,00	1,65	0,00	0,0	0,0
	0,05	5,95		1,34		0,1	
	0,10	5,29		1,06		0,2	
	0,15	4,63		0,81		0,3	
	0,20	3,96		0,59		0,4	
	0,25	3,30		0,41		0,6	
	0,30	2,64		0,26		0,7	
	0,35	1,98		0,15		0,8	
	0,40	1,32		0,07		0,9	
	0,45	0,66		0,02		1,0	
	0,50	0,00	0,00	0,00	0,00	1,1	0,0

Support Reactions

Support no.	Force Max.	Force Min.	Moment Max.	Moment Min.
1	1167,50	0,00	0,00	0,00
2	1159,58	0,00	0,00	0,00
3	0,00	0,00	0,00	0,00
4	0,00	0,00	0,00	0,00

Emissionsfaktorer A1-A3

Anläggningsbetong generisk C35	**420.65**	kg/m3
K-stål	**2520**	kg/ton
Armering	**596**	kg/ton
Makadam 32-63 mm	**2.567**	kg/ton

Brotyp 1

			Stålbalk		Betong					Spår / Ballast									Brostöd	Totalt
L	DI/BA	STH	Vikt totalt /m	**CO2/m**	Volym /m	Vikt / m	**CO2 betong /m**	Armering 100 kg/m3	**CO2 armering /m**	Vikt räls	**CO2 räls /m**	Vikt betong	Armering 100 kg/m3	**CO2 totalt /m**	Vikt betong-slipers	**CO2 slipers /m**	Vikt Ballast	**CO2 ballast /m**	**CO2**	**CO2**
(m)		(km/h)	(ton/m)	**(ton/m)**	(m^3/m)	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton/m)	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton/m)	**(ton/m)**	**(ton/m)**	**(ton/m)**
30	DI	250	4.4	**11.0**	4.3	10.7	**1.8**	0.43	**0.25**	0.24	**0.61**	7.1	0.28	**1.4**	-	**-**	-	**-**	**4.0**	**19.0**
	DI	350	6.2	**15.6**	4.3	10.7	**1.8**	0.43	**0.25**	0.24	**0.61**	7.1	0.28	**1.4**	-	**-**	-	**-**	**4.0**	**23.7**
	BA	250	4.8	**12.1**	4.3	10.7	**1.8**	0.43	**0.25**	0.24	**0.61**	-	-	**-**	0.8	**0.14**	11.4	**0.03**	**4.0**	**19.0**
										0.24	***0.61***	-	-	**-**	*0.8*	***0.14***	*9.6*	***0.02***	***4.0***	***19.0***
32	DI	250	4.7	**11.9**	4.3	10.7	**1.8**	0.43	**0.25**	0.24	**0.61**	7.1	0.28	**1.4**	-	**-**	-	**-**	**3.8**	**19.8**
	DI	350	6.6	**16.6**	4.3	10.7	**1.8**	0.43	**0.25**	0.24	**0.61**	7.1	0.28	**1.4**	-	**-**	-	**-**	**3.8**	**24.5**
	BA	250	5.3	**13.4**	4.3	10.7	**1.8**	0.43	**0.25**	0.24	**0.61**	-	-	**-**	0.8	**0.14**	11.4	**0.03**	**3.8**	**20.0**
										0.24	***0.61***	-	-	**-**	*0.8*	***0.14***	*9.6*	***0.02***	***3.8***	***20.0***
38	DI	250	5.9	**15.0**	4.3	10.7	**1.8**	0.43	**0.25**	0.24	**0.61**	7.1	0.28	**1.4**	-	**-**	-	**-**	**3.2**	**22.2**
	DI	350	8.9	**22.4**	4.3	10.7	**1.8**	0.43	**0.25**	0.24	**0.61**	7.1	0.28	**1.4**	-	**-**	-	**-**	**3.2**	**29.7**
	BA	250	6.4	**16.2**	4.3	10.7	**1.8**	0.43	**0.25**	0.24	**0.61**	-	-	**-**	0.8	**0.14**	11.4	**0.03**	**3.2**	**22.2**
										0.24	***0.61***	-	-	**-**	*0.8*	***0.14***	*9.6*	***0.02***	***3.2***	***22.2***

Brotyp 2

			Stålbalk		Betong					Spår / Ballast									Brostöd	Totalt
L	DI/BA	STH	Vikt totalt /m	**CO2/m**	Volym /m	Vikt / m	**CO2 betong /m**	Armering 100 kg/m3	**CO2 armering /m**	Vikt räls	**CO2 räls /m**	Vikt betong	Armering 100 kg/m3	**CO2 totalt /m**	Vikt betong-slipers	**CO2 slipers /m**	Vikt Ballast	**CO2 ballast /m**	**CO2**	**CO2**
(m)		(km/h)	(ton/m)	**(ton/m)**	(m3/m)	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton)	**(ton/m)**	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton/m)	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton/m)	**(ton/m)**	**(ton/m)**	**(ton/m)**
16	DI	250	6.4	**16.1**	-	-	**-**	-	**-**	0.24	**0.61**	-	-	**-**	-	**-**	-	**-**	**7.3**	**24.0**
	DI	350	6.4	**16.1**	2.2	5.6	**0.9**	0.2	**0.13**	0.24	**0.61**	-	-	**-**	-	**-**	-	**-**	**7.3**	**25.1**

Brotyp 3

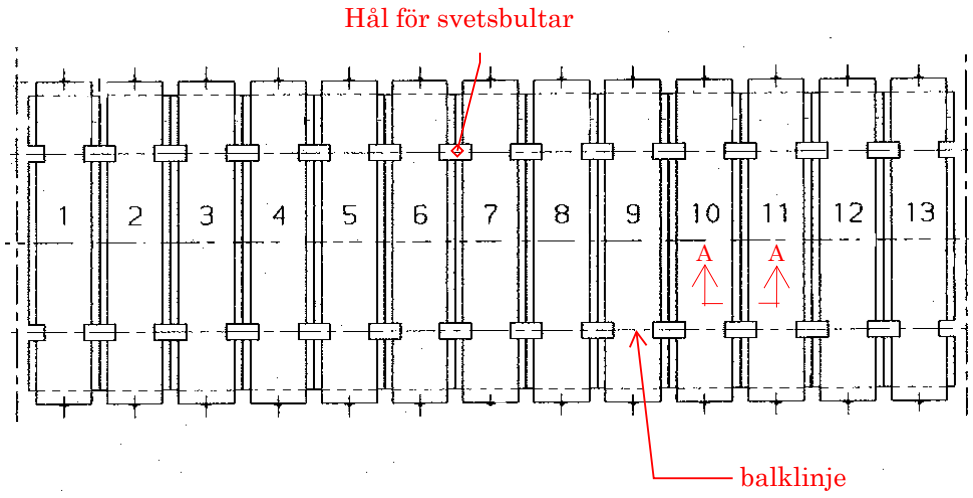
			Stålbalk		Betong					Spår / Ballast									Brostöd	Totalt
L	DI/BA	STH	Vikt totalt /m	**CO2/m**	Volym	Vikt / m	**CO2 betong /m**	Armering 100 kg/m3	**CO2 armering /m**	Vikt räls	**CO2 räls /m**	Vikt betong	Armering 100 kg/m3	**CO2 totalt /m**	Vikt betong-slipers	**CO2 slipers /m**	Vikt Ballast	**CO2 ballast /m**	**CO2**	**CO2**
(m)		(km/h)	(ton/m)	**(ton/m)**	(m3)	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton)	**(ton/m)**	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton/m)	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton/m)	**(ton/m)**	(ton/m)	**(ton/m)**	**(ton/m)**	**(ton/m)**
16	DI	250	3.6	**9.1**	-	-	**-**	-	**-**	0.24	**0.61**	-	-	**-**	-	**-**	-	**-**	**7.3**	**17.0**

Tabell B9:1:Klimatkalyl för brotyp 1-3 beräknad per meter bro. Fetmarkerade värden är antal CO2-ekvivalenter i ton/m.

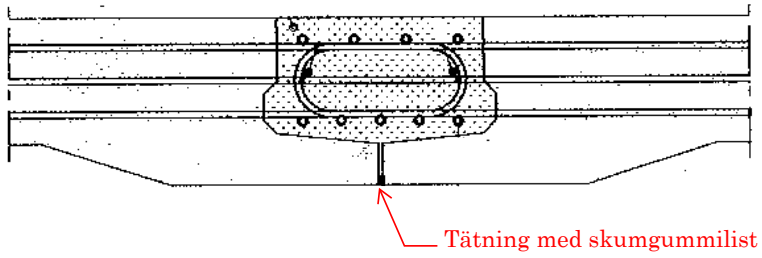
Brostöd exklusive pålar

	Betong					Armering 100 kg/m3		Totalt
Stöd	B (m)	L (m)	H (m)	V (m3)	CO2 (ton)	Vikt (ton)	CO2 (ton)	CO2 (ton)
Bottenplatta	7	10	1.8	126	**53**	12.6	**7.5**	**61**
Pelare	2	6.6	10	132	**56**	13.2	**7.9**	**63**
Totalt				258	**109**	25.8	**15.4**	**124**

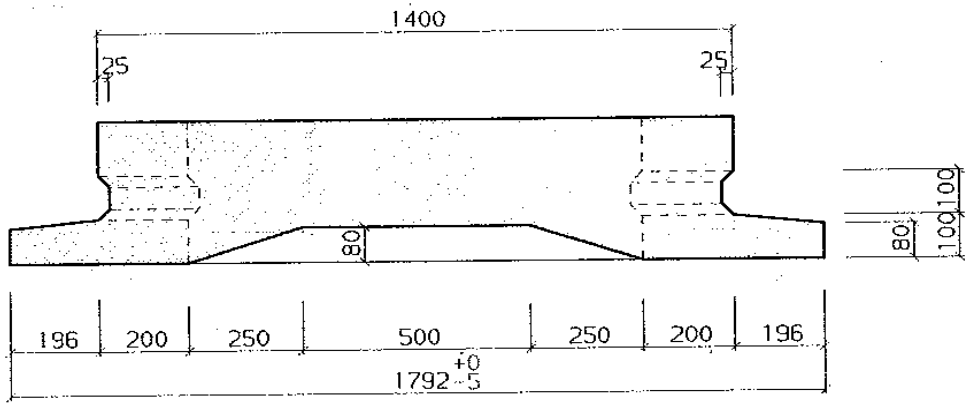
Tabell B9:2:Klimatkalyl för ett brostöd. Fetmarkerade värden är antal CO2-ekvivalenter i ton/m.

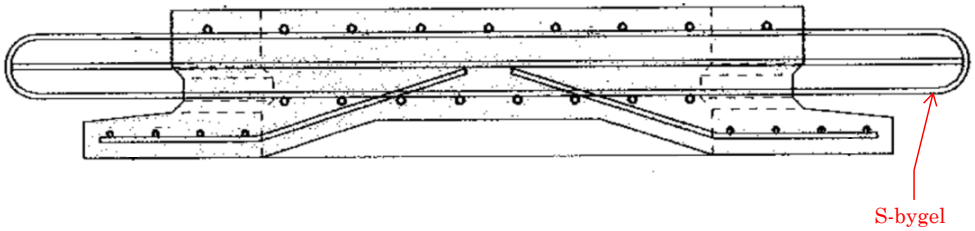


Figur B10:1: principfigur av plan för plattelement



Figur B10:2: Sektion A-A (se figur B10:1). Ihopgjutning av element





Figur B10:3: Sektion A-A (se figur B10:1). Vänster bild: Mått i tvärsektion; Höger bild: Armeringsprincip med S-byglar