

Avdelningen för Konstruktionsteknik

Lunds Tekniska Högskola

Box 118

221 00 LUND

Division of Structural Engineering

Faculty of Engineering, LTH

P.O. Box 118

S-221 00 LUND

Sweden

Dynamik och Dämpning för Samverkansbroar med Tågtrafik

Dynamics and Damping for Composite Bridges with Train Traffic

Martin Nilsson

2021

Rapport TVBK-5284

ISSN 0349-4969

ISRN: LUTVDG/TVBK-21/5284

Examensarbete

Handledare: Jonas Niklewski (LTH), Jan Olsson (Skanska Teknik) och Pontus Nyberg
(Skanska Teknik)

Maj 2021

Förord

Detta examensarbete utgör det sista momentet för min femåriga civilingenjörsutbildning i Väg- och vattenbyggnad vid Lunds tekniska högskola. Examensarbetet är skrivet i samarbete med avdelningen för konstruktionsteknik vid LTH samt Skanska Teknik vid avdelningen för Bro i Malmö. Arbetet omfattar 30 högskolepoäng och har genomförts under våren 2021.

Jag vill rikta ett stort tack till min handledare på LTH Jonas Niklewski och båda mina handledare från Skanska Jan Olsson samt Pontus Nyberg som alla har varit till väldigt stor hjälp under hela arbetets gång och bidragit med stor kunskap och rådgivning.

Lund 2021

Martin Nilsson

Sammanfattning

För att svensk järnvägsinfrastruktur skall kunna vara konkurrenskraftig i jämförelse med mindre miljövänliga alternativ krävs kapacitetsutbyggnad och hastighetsökning av det svenska järnvägsnätet. Vid hastigheter över 200 km/h finns krav på att dynamiska analyser behöver utföras. För vissa brotyper, exempelvis samverkansbroar med ändskärmar, är det svårt att påvisa acceptabel vertikal acceleration i en förenklad dynamisk analys. Förenklad dynamisk analys är dock konservativ i det avseende att den försummar fördelaktiga effekter vilka i praktiken bidrar till högre dämpning.

I detta examensarbete utfördes dynamiska analyser för en enkelspårig samverkansbro med ändskärmar med en spännvidd på 30 meter. Det huvudsakliga syftet var att utreda om det gick att tillgodoräkna sig extra dämpning från jordtrycket som uppstår vid ändskärmen. Den specifika bron analyserades med finita elementmetoden med hjälp av Brigade/Plus. Den dynamiska analysen har utförts för att studera responsen för vertikala accelerationer i brodäcket samt deformationer för både brodäcket och ändskärmen. För att undersöka vilken effekt som jord-bro interaktionen har för responsen på bron implementerades horisontella fjädrar och viskösa dämpare (dashpots) längs ändskärmens höjd för att efterlikna jordens beteende.

Analysen bekräftar att det är svårt att tillgodose dynamiska krav med en förenklad beräkningsmodell som försummar flera potentiellt fördelaktiga effekter. Genom implementering av fjädrar och dashpots enligt använd metod uppvisas betydande positiva effekter, genom både minskade deformationer samt minskade vertikala accelerationer. Detta gäller även om dessa implementerades med konservativa antagande. Sammanfattningsvis visar resultaten på att modellering utan jord-bro interaktion är konservativt.

Nyckelord: dynamisk analys, samverkansbro, ändskärm, järnvägsbro, höghastighetståg, modalanalys, direkt tidsintegration, vertikal acceleration, fjädrar, dashpot, jord-bro interaktion, BRIGADE/Plus

Abstract

For Swedish railway infrastructure to be competitive compared to less environmentally friendly alternatives, capacity expansion and speed increase of the Swedish rail network are required. At speeds above 200 km/h, dynamic analyses are required by code. For some bridge types, such as composite bridges with end screens, there are difficulties in meeting the requirements for vertical acceleration in dynamic analyses. In actual calculations, certain effects with a potential positive impact are however normally neglected. Considering these effects in a detailed analysis could potentially result in higher damping for composite bridges with end screens, thus rendering the design a feasible option for high-speed trains.

In this thesis, dynamic analyses were performed for a single-track composite bridge with an end screen and a span of 30 meters. The main purpose of the thesis was to investigate the effect of considering extra damping stemming from the interaction between end screen and soil. The analyses were performed using the Brigade/Plus software, which is an analysis program that implements the finite element method. The dynamic analysis was carried out to study the response to vertical accelerations in the bridge deck as well as deformations for both the bridge deck and the end screen. To investigate the effect of the soil-structure interaction on the response of the bridge, horizontal springs and viscous dampers (dashpots) were implemented along the height of the end screen to mimic the behavior of the soil.

The results confirm that there are difficulties in verifying the requirements of dynamic analysis for composite bridges with end screens through conventional simplified methods, i.e., without taking external aspects such as soil pressure into account. Using springs and dashpots to simulate the effect of the soil pressure resulted in significant positive effects through both reduced deformations and reduced vertical accelerations. Even modeling with more conservative assumptions for spring stiffness and dashpot coefficients exhibits significant results for the response, suggesting that modeling without implementation of soil-structure interaction may be a conservative assumption.

Keywords: dynamic analysis, composite bridge, end-screen, railway bridge, high-speed trains, modal analysis, direct time integration, vertical acceleration, springs, dashpot, soil-structure interaction, BRIGADE/Plus

Innehållsförteckning

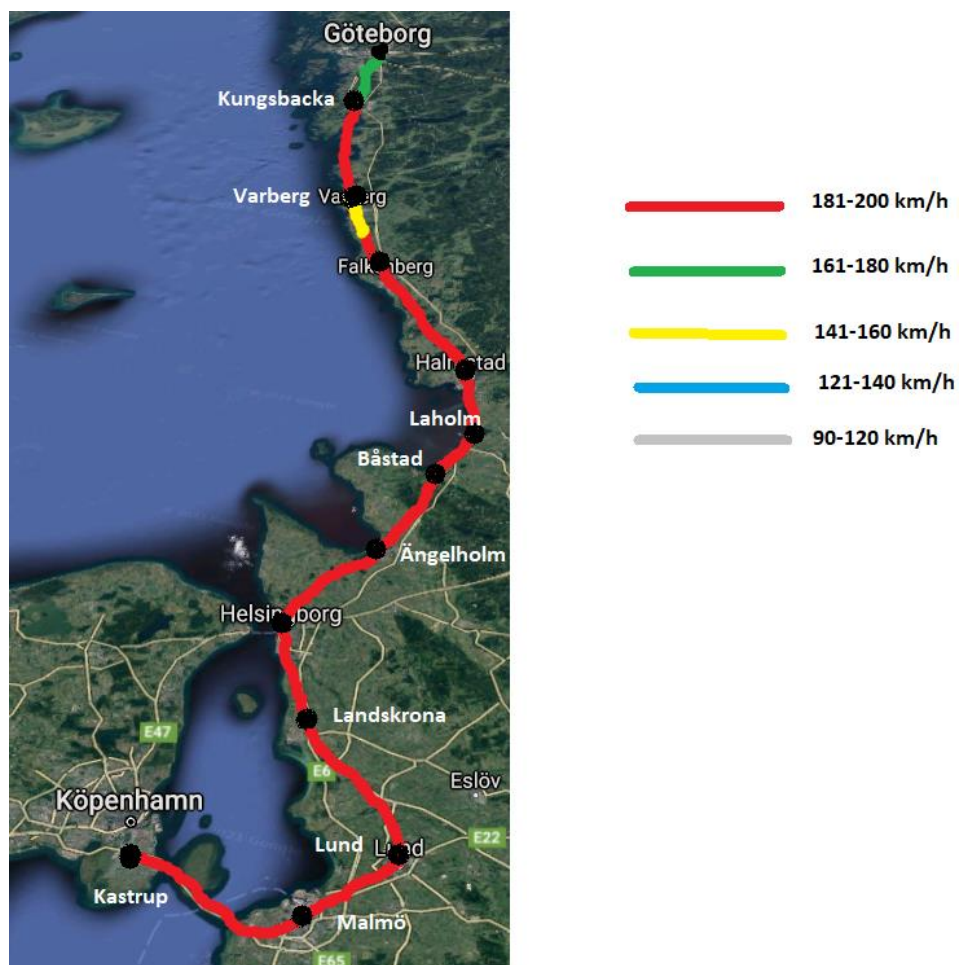
Förord	i
Sammanfattning	iii
Abstract	v
1. Introduktion	1
1.1. Bakgrund	1
1.2. Syfte och mål	3
1.3. Avgränsningar	4
2. Bakgrund till dynamiska effekter i broar	5
2.1. Samverkansbro med ändskärm	5
2.2. Dimensionering av järnvägsbroar (dynamik)	7
2.2.1. Statisk analys	9
2.2.2. Dynamisk analys	11
2.2.3. Faktorer för dynamiska egenskaper	14
3. Teori och numerisk analys	17
3.1. Strukturdynamik	17
3.1.1. Rörelseekvationen	17
3.1.2. Egenfrekvens	18
3.1.3. Dämpning	20
3.1.4. Analysmetod	23
3.2. Modellerings för dynamik av järnvägsbroar	25
3.2.1. Jord-bro interaktion	26
3.2.2. Tåg-bro interaktion	30
4. Metod	33
4.1. Ritningar	34
4.2. Modell 3D	37
4.2.1. Modelleringsaspekter	37

4.2.2.	Materialgenskaper och laster	40
4.2.3.	Interaktioner och upplagsförhållande	41
4.3.	Modell 2D	43
4.3.1.	Geometri och modelleringsaspekter	43
4.3.2.	Materialgenskaper och laster	47
4.3.3.	Interaktioner och upplagsförhållande	48
4.4.	Dynamiska analyser	49
4.4.1.	Modalanalys för 2D- och 3D-modell	50
4.4.2.	Direkt tidsintegration 2D-modell	51
5.	Resultat och diskussion	55
5.1.	Analys 1	55
5.2.	Analys 2	59
5.3.	Analys 3	65
5.4.	Analys 4	69
5.5.	Analys 5	73
5.6.	Sammanfattning av resultat från analyser	77
6.	Slutsatser	79
6.1.	Förslag till fortsatta studier	81
	Litteraturlista	83
	Bilaga A- Konvergensstudie	87
	Bilaga B- Rayleigh dämpning	89
	Bilaga C- Steiners sats	90
	Bilaga D- Fjädrar och dashpots	93

1. Introduktion

1.1. Bakgrund

I Sverige råder det idag stor kapacitetsbrist på flera sträckor av järnvägsnätet [1]. En stor utbyggnad och renovering av det befintliga nätet är därför nödvändig för att kunna säkerhetsställa att Sverige även i framtiden ska kunna tillgodose ett effektivt och miljövänligt transportsätt för personer och gods. Västkostbanan som sträcker sig mellan Göteborg och Malmö är en viktig del av svensk infrastruktur som idag är tungt belastad. Sträckan är till största del utbyggd med dubbelspår, med undantag för de enkelspåriga sträckorna Varberg-Hamra, Ängelholm- Helsingborg (Maria) och Helsingborg (Maria)- Helsingborg C. De två förstnämnda planeras att få färdigställda dubbelspår inom de närmsta åren, vilket kommer ge att större delen av sträckan kommer att kunna trafikeras av tåg med hastigheter på minst 200 km/h. I Figur 1 presenteras sträckningen för västkustbanan med hastigheter enligt plan till 2035.



Figur 1: Hastigheter på Västkostbanan enligt plan till 2035 [2]

1. Introduktion

Med dagens befintliga tåg med både höga hastigheter och stora axellaster ställs stora krav på järnvägsbroar att hantera dynamiska laster. Dynamiska laster från trafik ger upphov till vibrationer som kan påverka brons verkningssätt. För järnvägsbroar med maximal hastighet som överstiger 200 km/h skall det enligt gällande regelverk utföras en dynamisk analys för att kontrollera eventuella resonansproblem. Faktorer som påverkar brons dynamiska egenskaper är spännvidd, styvhet, massa och dämpning [3].

På sträckan Ängelholm- Helsingborg (Maria) planeras det att byggas 19 järnvägsbroar. Preliminärt skall en av dessa broar utgöras av en samverkansbro med ändskärm. Vid dimensionering av denna typ av järnvägsbro kan det ofta uppstå problem med att verifiera dynamiska krav. I Eurokod finns rekommenderade värden för dämpningsfaktorer för olika brotyper beroende på spännvidd och material [3]. För samverkansbroar i stål och betong som har en spännvidd på 20 meter eller mer ska en dämpningsfaktor på 0,005 användas. För betongbroar i samma spännviddsintervall är dämpningsfaktorn tre gånger högre. Samverkansbroar med ändskärmar fungerar både som en stålbro och betongbro i avseende på både uppsprickning och deformationer, vilket i Eurokod inte beaktas. Detta kan därför innebära att Eurokods rekommendationer är mycket konservativa för samverkansbroar med ändskärm.

1.2. Syfte och mål

Syftet med detta examensarbete är att utreda funktionssättet för samverkansbroar med ändskärmar med avseende på vertikala accelerationer samt deformationer i dynamiska analyser. Ytterligare syfte är att undersöka om det går att använda en dämpningsfaktor som är viktad mellan de värden som används för stål respektive betong med avseende på funktion och elastiska förhållande. Slutligen ska det utredas om det är möjligt att tillgodoräkna en extra dämpning från jordtryck mot ändskärmen

Specifika mål/aktiviteter inkluderar:

- Undersöka skillnad mellan olika typer av modelleringsmetoder (2D/3D, modalanalys/direkt tidsintegration) med avseende på dynamisk respons.
- Utreda effekten av ändskärmens interaktion med mothållande jordtryck och ersätta detta i modellen med linjära fjädrar och viskösa dämpare (dashpots).
- Utreda vilken effekt som fjädrar och dashpots får för responsen på bron.
- Utreda rimligheten i Eurokods rekommenderade dämpningskvot för samverkansbroar med ändskärm.
- Beräkna kompletta dämpningsfaktorer för samverkansbro.

1.3. Avgränsningar

Avgränsningar för denna studie presenteras nedan.

- Utredningen utförs för en bro med spännvidd 30 m och belastad med 1 spår. Bron består av ställåda med samverkansbetong. Valet av brotyp och dimensioner baseras på en av de planerade broarna längs etappen Ängelholm-Helsingborg.
- Endast utredning av dynamisk analys har genomförts. Jämförelse med statisk analys ingår inte i omfattningen av denna avhandling.
- Endast respons för vertikala accelerationer samt deformation i fältmitt och av ändskärm har studerats.
- Endast vertikala laster från egentyngder och tåget har studerats. Övriga laster försummas.
- Lastmodell HSLM-A, A10, för hastigheter mellan 245–282,5 km/h har studerats. Övriga lastmodeller och hastigheter har inte tagits i beaktning i detta examensarbete.
- Beräkning med både högsta och minsta möjliga ballast densitet, enligt SS-EN 1991–2, ingår inte i omfattningen av denna avhandling. Endast den högsta ballast densiteten har tagits i beaktning.
- Ballasten har endast modellerats som bidrag av icke-strukturell massa till konstruktionen. Eventuell styvhet från ballasten har försummats.
- Jord-bro interaktion beaktas genom implementering av fjädrar och dashpots i 2D-modellen.
- Övriga aspekter som eventuellt kan ha betydelse för responsen av bron, däribland tåg-bro interaktion, lastfördelning från slipers och ballast, samt sprucken/osprucken betong har inte tagits i beaktning i denna avhandling.

2. Bakgrund till dynamiska effekter i broar

Vid dimensionering av broar finns det många krav som måste uppfyllas för att säkerhetsställa brons verkningsätt. Broar ska bland annat dimensioneras så att aktuella dynamiska laster inte ger upphov till oacceptabla lasteffekter, till exempel resonansproblem eller stora nedböjningar och vinkeländringar vid stöd. Storleken på dynamiska effekter påverkas av spännvidd, styvhet, massa och dämpning, och varierar därför kraftigt med brotyp. Dynamiska effekterna bör alltid utredas i ett tidigt skede under projektering, eftersom vissa brotyper kan vara olämpliga vid specifika förutsättningar.

2.1. Samverkansbro med ändskärm

En vanlig typ av samverkansbro är en konstruktion med en brobana av armerad betong som är sammankopplad med ett underliggande ståltvärsnitt, till exempel ett lådtvärsnitt. Samverkan uppstår genom skjuvförbindare som gör att de olika delarna fungerar som ett enhetligt tvärsnitt. Att kombinera betong och stål på detta vis är effektivt eftersom betong, med låg draghållfasthet, huvudsakligen utsätts för tryckspänningar och stålet, som kan vara känsligt för instabilitet, utsätts för dragspänningar. I Figur 2 visas en bild från motorväg A1 i England över hur en typisk samverkansbro kan se ut.

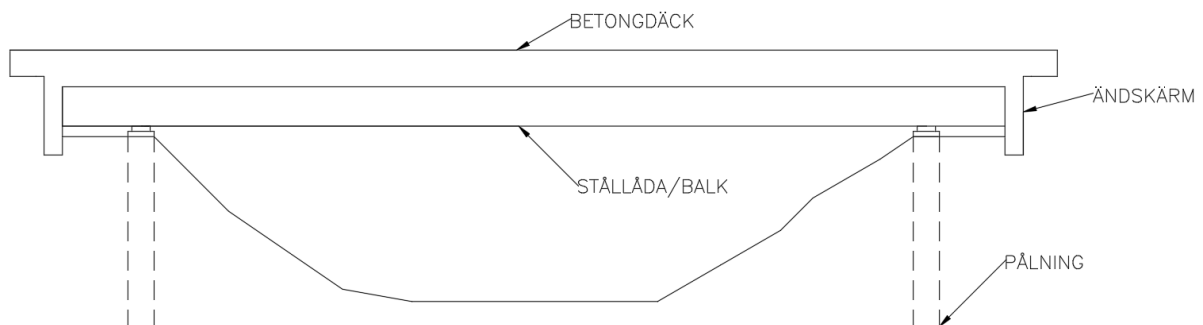


Figur 2: En typisk samverkansbro med spännvidd 30m över motorväg A1 i England [4]

2. Bakgrund till dynamiska effekter i broar

Traditionellt har broar med korta till medellånga spännvidder byggts med armerad eller förspänd betong. Samverkansbroar har blivit alltmer förekommande i takt med utveckling av både effektivare tillverkningsmetoder och kraftfullare lyftutrustning. Det finns flera fördelar med att välja att bygga en samverkansbro, som lägre kostnader för uppförande och underhåll samt kortare byggtid eftersom många av elementen kan prefabriceras [5].

En samverkansbro med ändskärm är en brokonstruktion med integrerade landfästen. I dessa typer av broar är ändskärmen designad för att uppta horisontella laster samtidigt som de vertikala lasterna upptas av exempelvis pälår. Brokonstruktioner med integrerade landfästen har en del fördelar i jämförelse med traditionella broar med övergångskonstruktioner, som är avsedda att ta upp förekommande längd- och vinkelrörelser. För broar med integrerade landfästen saknas övergångskonstruktioner i förmån för en kontinuerlig överbyggnad. Detta är fördelaktigt eftersom övergångskonstruktioner ofta är problematiska med krävande underhåll och reparationer. Byggekostnaden för en kontinuerlig överbyggnad är också ofta relativt låg [5]. Med en kontinuerlig överbyggnad kommer laster och deformationer på bron att överföras till ändskärmen. Ändskärmar är ofta gjorda i betong, varav risk för uppsprickning förefaller. I Figur 3 presenteras en schematisk skiss över hur en samverkansbro med ändskärm kan se ut.

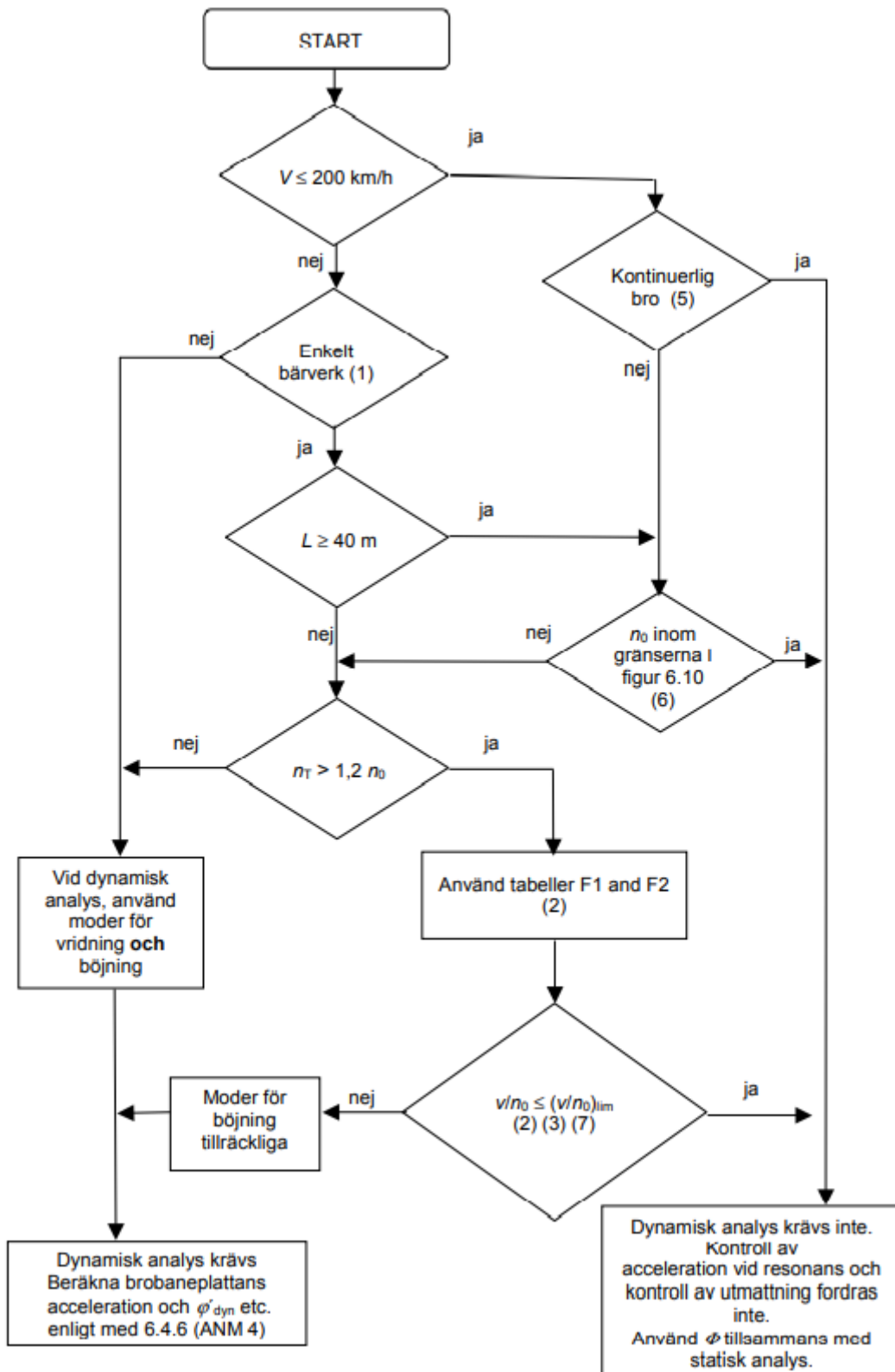


Figur 3: Schematisk skiss av samverkansbro med ändskärm och pålning

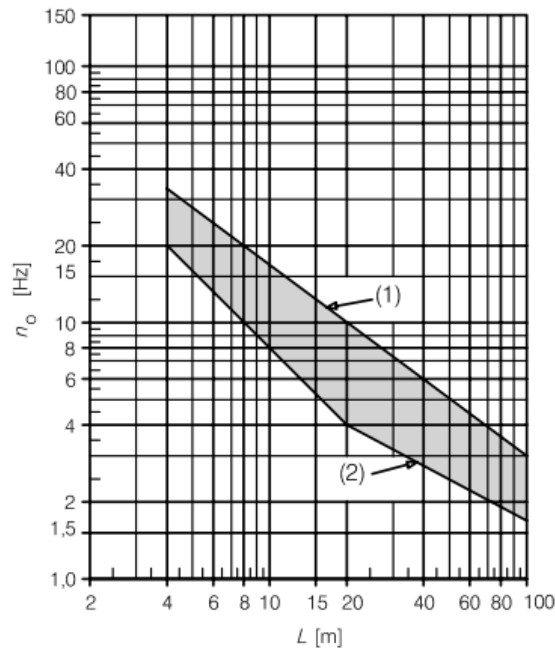
2.2. Dimensionering av järnvägsbroar (dynamik)

Gällande krav och tekniska råd för dimensionering av järnvägsbroar i Sverige finns beskrivet i Trafikverkets dokument TDOK 2016:0204 och TDOK 2016:0203 som hänvisar till tillämpning av Eurokods föreskrifter [3] och [6]. Dimensionering av järnvägsbroar med avseende på dynamiska lasteffekter kan göras antingen med statisk- eller dynamisk analys. I den statiska analysen tas den dynamiska lasteffekten i beaktning genom att öka tåglasten med en dynamisk förstoringfaktor. Denna faktor beaktar dock inte effekten av resonans i strukturen. För att analysera resonansproblem krävs istället en dynamisk analys. För att avgöra om den statiska analysen behöver kompletteras med en dynamisk analys kan flödesschemat i Figur 4 användas. Ur flödesschemat kan det konstateras att hastighet (>200 km/h), spännvidden samt utformning för bron är avgörande faktorer för ifall en dynamisk analys skall göras. En dynamisk analys kan också vara nödvändig om den första egenfrekvensen, n_0 , för bron är utanför gränserna som ges i Figur 5. För djupare beskrivning om teorin bakom egenfrekvenser, hänvisas till Kapitel 3.1.2.

2. Bakgrund till dynamiska effekter i broar



Figur 4: Flödesschema för bedömning om kompletterande dynamisk analys är nödvändig till den statistiska analysen [3]



Figur 5: Intervall för första egenfrekvensen för en bro vid bedömning för statisk- eller dynamisk analys. Förklaring: (1) är övre gränsen för egenfrekvensen, (2) är nedre gränsen för egenfrekvensen

En dynamisk analys är nödvändig om bronns lägsta egenfrekvens, n_0 , ligger inom intervallet för (1) och (2) som beskrivs med följande ekvationer:

$$n_0 = 94,76L^{-0,748} \quad (1)$$

$$n_0 = 23,58L^{-0,592} \quad 20m \leq L \leq 100m \quad (2)$$

Nedan följer beskrivning av statisk- och dynamisk analys enligt föreskrifter i Eurokod [3] och [6].

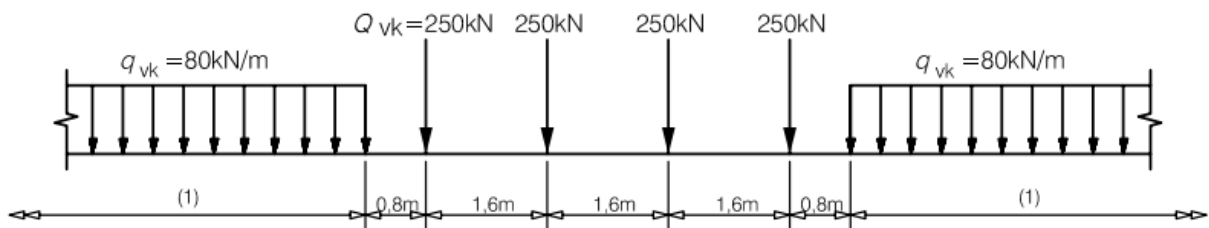
2.2.1. Statisk analys

Den vertikala belastningen från trafikklaster representeras i den statiska analysen utav följande fyra lastmodeller (LM). Varje lastmodell är tillämplig för olika situationer enligt specificering i Eurokod och kan därför försummas i avvikande fall. För normal tågtrafik används normalt LM 71 förutom vid kontinuerliga broar då LM SW/0 är applicerbar.

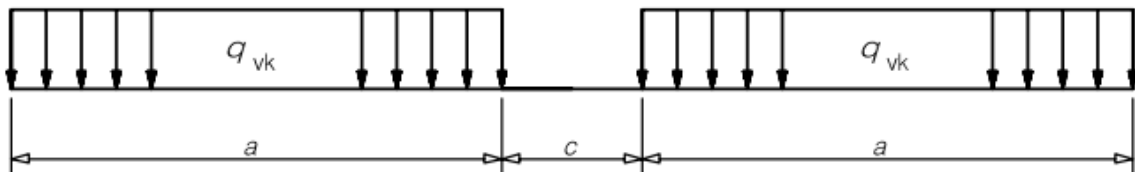
- LM 71
- LM SW/0
- LM SW/2
- LM ”Tomvagnar”

2. Bakgrund till dynamiska effekter i broar

Lastmodellerna LM 71 och LM SW/0 ska förutom att förstöras med en dynamisk förstöringsfaktor även multipliceras med en faktor a som är beroende på om trafiken förväntas att var tyngre eller lättare än vanlig trafik. I Sverige är det standard att sätta $a = 1,33$ på alla sträckor som inte trafikeras av tung massgodstrafik [7]. För tung tågtrafik används LM SW/2. Lastmodell "tomvagnar" används under speciella fall och har därför ingen direkt tillämpning, men modelleras med en jämnt utbredd last på 10 kN/m. Övriga lastmodeller, med dess karakteristiska värden, presenteras i Figur 6 och Figur 7.



Figur 6: Karakteristiska värden på vertikala laster för LM71 [3]



Figur 7: LM SW/0 med $q_{vk}=133$ kN/m, $a=15$ m, $c=5,3$. LM SW/2 med $q_{vk} = 150$ kN/m, $a=25$ m, $c=7$ m

För att hantera dynamiska effekter i den statiska analysen används som tidigare nämnt den dynamiska förstöringsfaktorn, Φ , som multipliceras med lastmodellerna LM 71, SW/0 respektive SW/2 för att beakta dynamiska effekter vid beräkning av spänningar och vibrationer. Den dynamiska förstöringsfaktorn beskrivs med följande ekvationer där den förstnämnda gäller för noggrant underhållna spår och den senare för spår med normalt underhåll. Rekommendationen i Sverige är att använda förstöringsfaktorn ϕ_2 .

$$\Phi = \Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82 \quad 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67 \quad (3)$$

$$\Phi = \Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \quad 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00 \quad (4)$$

L_Φ utgör den bestämmande längd som är associerad med den dynamiska förstöringsfaktorn. L_Φ beror på brotyp enligt tabell 6.2 i [3] eller som längden på influenslinjen för nedböjningen.

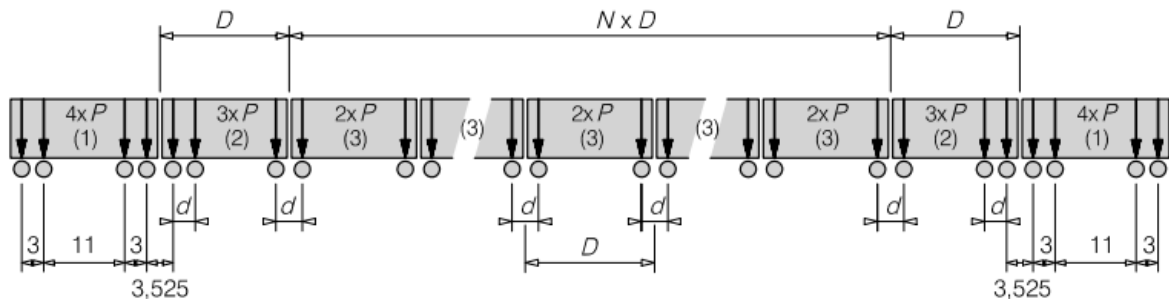
För samverkansbro med ställåda antas den bestämmande längden vara tre gånger spännvidden av däckplattan.

2.2.2. Dynamisk analys

Som tidigare nämnt kan det, beroende på förutsättningar, ställas krav på dynamisk analys av järnvägsbroar, vilket bland annat gäller vid hastigheter över 200 km/h. Den dynamiska analysen är nödvändig eftersom resonans mellan brons egenfrekvenser och lastens påförmingsfrekvenser kan ge den största dynamiska responsen och därav vara dimensionerande. En jämförelse mellan den statiska- och dynamiska analysen är därför nödvändig för att beräkna maximal lasteffekt.

I den dynamiska analysen representeras den vertikala belastningen av lastmodell HSLM som består av HSLM-A och HSLM-B, varav den senare gäller för fritt upplagda broar med en spännvidd som understiger 7 m. I övriga fall används HSLM-A. I den dynamiska analysen ska lasten endast placeras på det järnvägsspår som ger det mest ogynnsamma belastningsfallet. Lastmodellerna beskrivs i Figur 8 och Figur 9.

Lastmodellen HSLM-A är uppbyggd med en kombination av 10 universaltåg som utgör 10 separata lastfall med varierande antal vagnar (N), vagnslängd (D), avstånd mellan boggier (d) och punktlaster (P) vars värden definieras av Tabell 1. Lastmodellen HSLM-B däremot har endast jämnt fördelade axelaster på 170 kN. Antalet (N) och avståndet mellan varje last (d) är beroende av spännvidden och bestäms enligt figur 6.14 i [3].

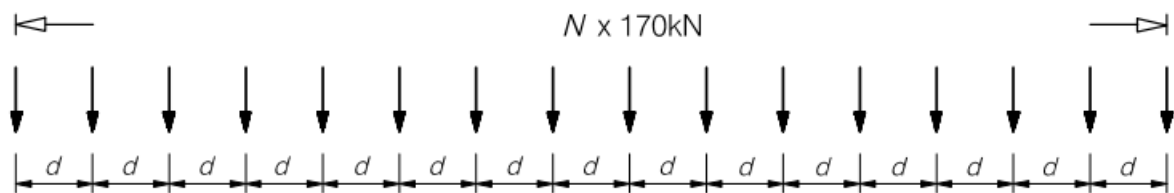


Figur 8: Lastmodell HSLM-A. Förklaring: (1) Motorvagn, (2) personvagn och (3) mellanplacerade personvagnar [3]

2. Bakgrund till dynamiska effekter i broar

Tabell 1: Lastmodell HSLM-A definition

Universaltåg	Antal vagnar, N	Vagnlängd, D [m]	Avstånd mellan boggier, d [m]	Punktlaster, 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 9: Lastmodell HSLM-B. Förklaring: Avstånd d och antal punktlaster N bestäms enligt figur 6.14 i [3].

I den dynamiska analysen ska kontroll göras med ökande hastigheter, v , enligt Ekv. (5), eftersom resonans kan uppstå vid hastigheter under den dimensionerande hastigheten.

$$40\text{m/s} \rightarrow 1,2 * v_{max} \quad (5)$$

Den dynamiska analysen innefattar även enligt Eurokod följande kontroller som kräver verifiering i bruksgräns för att säkerhetsställa trafiksäkerhet.

- Vertikala accelerationer
- Vertikala och horisontella deformationer
- Vinkeländring vid upplag och stöd
- Vridning

De vertikala accelerationerna får inte överstiga $3,5 \text{ m/s}^2$ för ett spår med ballast. Eftersom högre acceleration ger risk för instabilitet i ballasten. För spår utan ballast kan accelerationerna uppgå till max 5 m/s^2 . I den dynamiska analysen ska frekvenser upp till det största av Ekv. (6) inkluderas där n_0 och n_2 utgör egenfrekvensen på konstruktionen för första böjningsmoden respektive den tredje böjningsmoden.

$$n = \max(30\text{Hz}, 1,5 * n_0, n_2) \quad (6)$$

Övriga kontroller redovisas i EN 1990 kapitel A2.4.4.2. Av de ovanstående kontrollerna är det oftast de vertikala accelerationerna som blir styrande i dimensioneringen [8].

Som tidigare nämnt ska den dynamiska analysen jämföras med den statiska analysen för att beräkna maximal lasteffekt. Detta görs genom att välja den mest ogynnsamma av lasteffekterna i Ekv. (7) och (8). I ekvationerna utgörs första delen av förstoringfaktorer och andra delen utav de karakteristiska lasterna från lastmodellerna.

$$\left(1 + \varphi' + \frac{\varphi''}{2}\right) * (HSLM) \quad (7)$$

$$\alpha * \Phi * (LM 71 \text{ eller } LM SW/0) \quad (8)$$

Där φ' är en dynamisk förstoringfaktor som beräknas med hjälp av den maximala dynamiska responsen (y_{dyn}) och den största tillhörande statiska responsen (y_{stat}) i en godtycklig punkt i en bärverksdel av lastmodell HSLM enligt Ekv. (9). Maximal respons beräknas genom att genomföra en dynamisk analys och utgör responsen för den fysikaliska storhet som skall beräknas.

$$\varphi' = \max \left| \frac{y_{dyn}}{y_{stat}} \right| - 1 \quad (9)$$

φ'' är ökningen i beräknad dynamiska lasteffekter på grund av spårdefekter och imperfectioner hos den rullande materielen (anordningar som rullar längs rälsen exempelvis lok och vagnar) och beräknas enligt följande:

$$\varphi'' = \frac{a}{100} * \left[56e^{-\left(\frac{L\Phi}{10}\right)^2} + 50 * \left(\frac{L\Phi * n_0}{80} - 1\right) * e^{-\left(\frac{L\Phi}{20}\right)^2} \right] \geq 0 \quad (10)$$

2. Bakgrund till dynamiska effekter i broar

Här utgörs n_0 av egenfrekvensen för första böjningsmoden och $a = \frac{v}{22}$ om den maximala tåghastigheten $v \geq 22$ m/s. Om tåghastigheten är mindre än 22 m/s används istället $a = 1$.

2.2.3. Faktorer för dynamiska egenskaper

Det finns flera olika faktorer som påverkar de dynamiska egenskaperna hos en järnvägsbro. Avgörande faktorer för konstruktionen är dess spännvidd, massa, styvhet och dämpning. De viktigaste faktorerna för trafiken är hastighet, antal axlar, axellast och axelavstånd, vilket finns beskrivet i ovanstående kapitel.

2.2.3.1. Massa

Konstruktionens massa påverkar både resonanshastigheter och accelerationsnivåer, där den maximala accelerationen och resonanshastigheten för strukturen är omvänt proportionell mot massan respektive omvänt proportionell mot roten ur massan. Därav krävs följande två kontroller:

- Kontrollera den lägsta möjliga massan för att uppskatta den största accelerationshastigheten.
- Kontrollera den högsta möjliga massan för att uppskatta den lägsta resonanshastigheten.

Den första kontrollen görs med minsta torra ballast densitet (1700 kg/m^3) och minsta tjocklek på ballasten. Den andra kontrollen görs med den största våta förorenade ballast densiteten [3].

2.2.3.2. Styvhet

En konstruktions egenfrekvens är direkt proportionell mot roten ur styvheten. Ökad styvhet ger ökade egenfrekvens och därmed högre resonanshastigheter och vice versa. En överskattning av brons styvhet kan därför ge en felskattning av den verkliga egenfrekvensen och resonanshastigheten. För att undvika detta rekommenderas det att uppskattningar i underkant av styvheter för bärverket används. Vidare beskrivning av egenfrekvenser presenteras i Kapitel 3.1.2.

2.2.3.3. Dämpning

Dämpning i en konstruktion belastad med cyklisk last innebär att det sker en energiförlust av rörelseenergi som därmed hindrar systemet från att fortsätta svänga. Detta är en fördelaktig material- och strukturegenskap i till exempel järnvägsbroar eftersom den reducerar den dynamiska responsen. Generellt så omvandlas den största delen av rörelseenergin till värmeenergi, vilket ofta uppstår på grund av friktion. Även en del av rörelseenergin går åt till att skapa ljud och markvibrationer, vilket uppstår genom interaktioner och strålningsdämpning [9].

I järnvägsbroar kan dämpning uppstå på flera olika sätt. Nedan beskrivs några av de mest relevanta vilka beror på både material- och strukturell dämpning samt även interaktioner och strålningsdämpning.

- Friktion i materialet
- Friktion mot stöd
- Deformation av materialet
- Sprickor som öppnas och stängs
- Ballast
- Tåg och konstruktion interaktion
- Jord och konstruktion interaktion

Dämpning är en väldigt komplex process som är svår att uttrycka som en funktion av brons dämpningsegenskaper. Eurokoderna anger därför schablonmässiga värden för olika brotyper. Dessa värden baseras på nedre gränsvärden för dämpning och presenteras i Tabell 2. Tabellen baseras till stora delar på att sprucken betong ökar dämpningen.

Tabell 2: Dämpningsvärden vid dimensionering enligt Eurokod [3]

Brotyp	ζ Undre gränsen för kritisk dämpning [%] i procent	
	Spännvidd $L < 20\text{m}$	Spännvidd $L \geq 20\text{m}$
Stål och samverkan	$\zeta = 0,5 + 0,125(20 - L)$	$\zeta = 0,5$
Förspänd betong	$\zeta = 1,0 + 0,07(20 - L)$	$\zeta = 1,0$
Ingjuten balk och armerad betong	$\zeta = 1,5 + 0,07(20 - L)$	$\zeta = 1,5$

2. Bakgrund till dynamiska effekter i broar

Dämpningskvoter som anges i Eurokod (Tabell 2) är förenklade och över lag konservativa. Europakommissionen [10] erbjuder en något mer nyanserad metod där total dämpning beräknas som summan av tre olika effekter: dämpningen av materialet, den icke-materiella strukturella dämpningen och friktionen hos stöden. Förslag på effekt från respektive bidrag beskrivs i Tabell 3. Med dessa riktlinjer ges en större flexibilitet att bestämma vilken dämpningsfaktor som nödvändig utifrån brotypens komplexitet i jämförelse med Eurokods rekommendationer. Dock ska det poängteras även här att dessa värden också är framtagna med viss osäkerhet och därför kan vara mindre än det verkliga värdet [10]. I bland annat Spanien och Japan använder man högre värden för dämpningskvot än vad som är angivet i Eurokod. Där rekommenderas exempelvis att dämpningskvoten för förspända betongkonstruktioner ska vara 2% i jämförelse med Eurokods 1% [11].

Tabell 3: Rekommendation till dämpningskvot enligt Europakommissionen [10]

Material damping	Damping ratio, ‰
Steel	0.8
Reinforced concrete: uncracked, cracked	4.0, 7.2
Prestressed concrete	4.0
Masonry	8.0
Natural stone	8.0
Nonmaterial structural damping	Damping ratio, ‰
Steel bridge: welded, bolted, riveted	2.4, 3.2, 3.2
Composite bridges, steel girders and concrete deck	6.4
Reinforced and prestressed concrete bridges	3.2
Masonry and natural stone bridges	(not available)
Ballast	3.2
Interaction damping	Damping ratio, ‰
Pendulum and roller bearings	0.8
Standard sliding bearings (not base isolation devices)	2.4
Monolithic concrete bearings	1.6

Konservativa dämpningskvoter gör det svårt att räkna hem vissa brotyper. En studie [11] med experimentella försök på en samverkansbro med I- balkar har påvisat uppmätta dämpningskvoter mellan 1-2%, vilket är betydligt högre än Eurokods rekommenderade värde på 0,5%. I en liknande studie av en betongbro för höghastighetståg [10] erhöles en dämpningskvot på 2,76%, vilket även det är en bra bit över Eurokods värde på 1,0% för betongbroar.

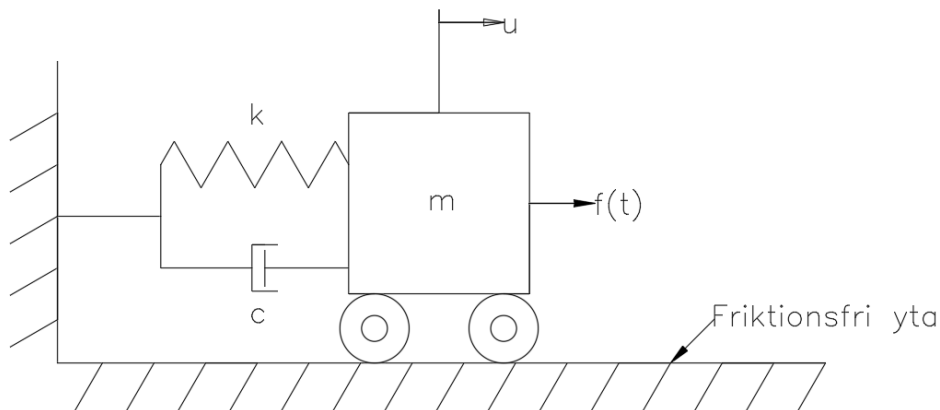
3. Teori och numerisk analys

3.1. Strukturdynamik

Detta kapitel beskriver grundläggande strukturdynamisk teori och ett urval av nödvändiga koncept som rörelsekvationen, egenfrekvenser och dämpning [12-13]

3.1.1. Rörelsekvationen

Rörelsekvationen baseras på Newtons andra lag där kraften är produkten av massa och accelerationen. I strukturdynamiken byggs system upp med hjälp av massor som är sammankopplade med fjädrar och dämpare. För att beskriva dessa system kan modeller med varierande antal frihetsgrader konstrueras. Det enklaste systemet är med en frihetsgrad (SDOF), som illustreras i Figur 10. Detta system bygger på förskjutning i en riktning. För att kunna beskriva ett system med större komplexitet krävs fler frihetsgrader (MDOF).



Figur 10: SDOF-system för modell med massa, fjäder och dämpare

I både ett SDOF- och MDOF system som är dämpat så bestäms rörelsen utifrån systemets styvhet k , viskös dämpning c och massa m som påverkas av en tidsberoende last $f(t)$. Rörelsekvationen kan därmed beskrivas enligt följande för ett dämpat SDOF-system. Där u utgör förskjutningen, \dot{u} är hastigheten och accelerationen beskrivs med \ddot{u} .

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad (11)$$

För ett MDOF-system är rörelsekvationen med dämpning beskriven enligt följande:

3. Teori och numerisk analys

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = f(t) \quad (12)$$

Där styvhet \mathbf{k} , viskös dämpning \mathbf{c} och massa \mathbf{m} som påverkas av en tidsberoende last $\mathbf{f}(t)$ utgörs av matriser respektive vektorer.

3.1.2. Egenfrekvens

Alla konstruktioner har en specifik egenfrekvens. Om en struktur påverkas av en periodisk last med en frekvens som överensstämmer med egenfrekvensen så inträffar så kallad resonans, vilket innebär att svängningar förstärks över tiden. Det är därför av stor vikt att undersöka strukturens egenfrekvens i en dynamisk analys och jämföra denna med lastens frekvens.

Dämpning har en relativt liten inverkan på egenfrekvenser och modformer för strukturer med låg dämpning. Strukturer har generellt låg dämpning och därför kan egenfrekvensen för en konstruktion kontrolleras genom att låta den vara odämpad och svänga fritt utan inverkan av yttre laster. Med dessa villkor insatta i Ekv. (11) och (12) ges följande ekvationer för SDOF- och MDOF-system.

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (13)$$

$$m\ddot{u} + ku = 0 \quad (14)$$

För ett SDOF-system kan egenfrekvensen ω_n lösas ut genom att ansätta en harmonisk funktion $u = A\sin(\omega_n t)$ i Ekv. (13). Detta leder till följande ekvation för egenfrekvensen för det odämpade systemet.

$$\omega_n = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{rad/s} \quad (15)$$

För ett dämpat system beaktas dämpningen ζ och egenfrekvensen beskrivs enligt följande ekvation. Ekvationen visar att låg dämpning har liten inverkan på egenfrekvensen, vilket bland annat kan utläsas av att relativ dämpning är i kvadrat.

$$\omega_d = \omega_n \sqrt{1 - \zeta^2} \quad (16)$$

Från ett MDOF- system kan både egenfrekvenser och egenmoder lösas ut. För varje egenfrekvens finns det en specifik egenmod. Ett system har lika många egenfrekvenser/egenmoder som frihetsgrader. Den första egenmoden och därmed också den första egenfrekvensen uppstår vid den lägsta frekvensen och är också därav den mest sannolika att uppstå eftersom den kräver minst energi. Med tillsättning av den harmoniska funktion $u = A \sin(\omega_n t) \Phi_i$ där Φ_i utgör egenmoden i Ekv. (14) så fås följande samband:

$$(K - \omega_n M) \Phi_i = 0 \quad (17)$$

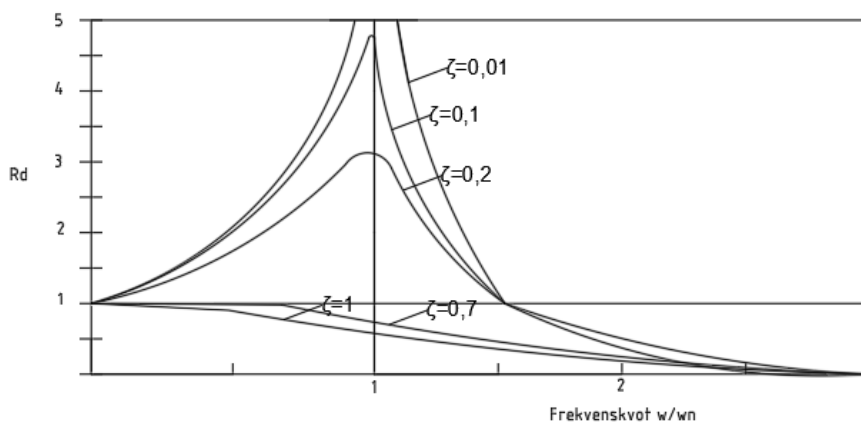
Egenfrekvenserna kan sedan bestämmas genom följande ekvation.

$$\det(K - \omega_n M) = 0 \quad (18)$$

Med kända egenfrekvenser kan sedan egenmoderna bestämmas med hjälp av Ekv. (17).

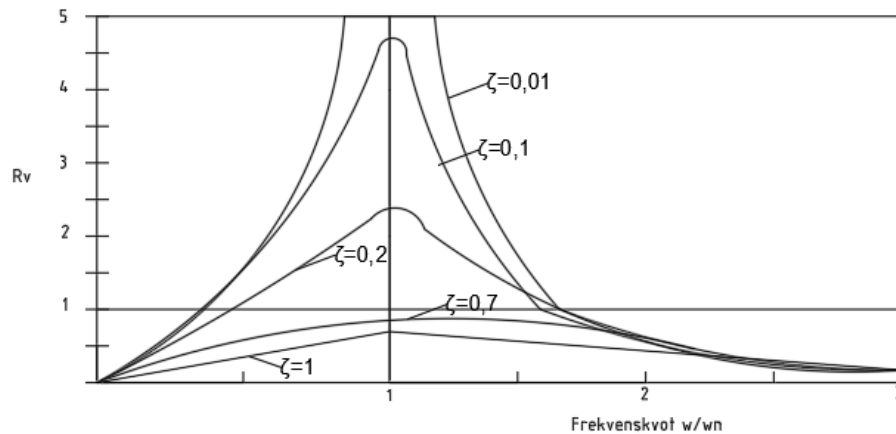
Som tidigare nämnt kan det uppstå resonans om strukturens egenfrekvens sammanfaller med den påtvingade lastens frekvens. Resonansens storlek beror på systemets dämpning. I Figur 11-Figur 13 illustreras resonanseffekten för olika dämpningskvoter då förhållandet mellan frekvenserna är 1, dvs resonans. R_d , R_v och R_a utgörs av dimensionslösa responsfaktorer för förskjutning, hastighet och acceleration. Relationen mellan faktorerna utgörs av:

$$\frac{R_a}{\omega} = R_v = \frac{\omega}{\omega_n} R_d \quad (19)$$

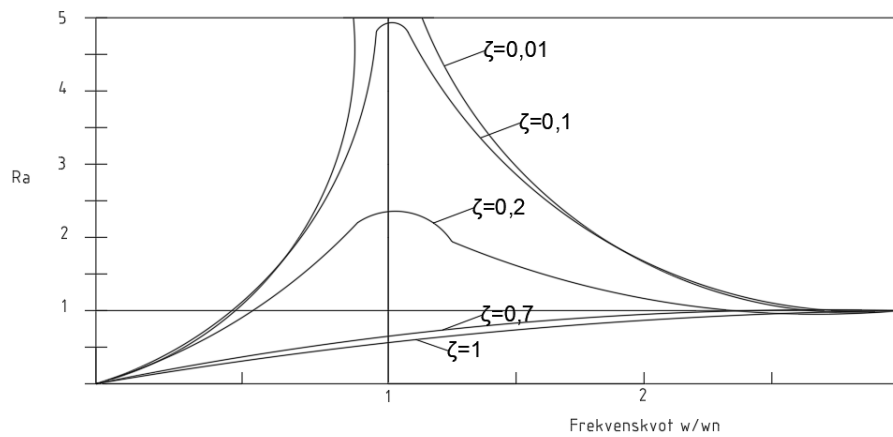


Figur 11: Responsfaktor för deformation i ett dämpat system påverkad av harmonisk kraft [13]

3. Teori och numerisk analys



Figur 12: Resonansfaktor för hastighet i ett dämpat system påverkad av harmonisk kraft [13]



Figur 13: Resonansfaktor för acceleration i ett dämpat system påverkad av harmonisk kraft [13]

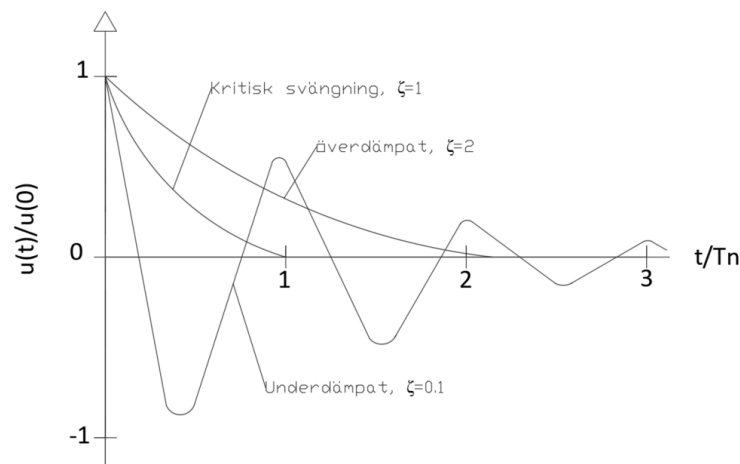
3.1.3. Dämpning

I ett dynamiskt system kan dämpningen delas upp i viskös dämpning, Coulomb dämpning, strukturdämpning (hysterisk dämpning) och oelastisk deformation [8]. I dynamiska analyser används vanligtvis viskös dämpning, men även hysteriska dämpningsmodeller kan vara nödvändiga för att beskriva vissa fenomen [14]. Viskös dämpning efterliknar den typ av dämpning som sker när en kolv rör sig i en cylinder med viskös vätska. Dämpning är då proportionell mot kolvens hastighet vilket betyder att dämpningen ökar vid ökade hastigheter. Uttrycket för dämpningskvot blir därför beroende av frekvensen och kan beskrivas enligt följande där c är den viskösa dämpkonstanten:

$$\zeta = \frac{c}{2\sqrt{km}} = \frac{c}{2*m*\omega_n} \quad (20)$$

Dämpningskvoten avgör hur snabbt ett system återgår till jämviktsläge efter att det satts i svängning. Nedan beskrivas dämpningsfenomenen överdämpat system, kritisk svängning och underdämpat system (se även Figur 14).

- $\zeta = 0$, systemet är inte dämpat.
- $\zeta < 1$, systemet är underdämpat och kommer att svänga ett tag till systemet återgått till jämviktsläge.
- $\zeta = 1$, kritisk svängning, vilket innebär att systemet snabbt återvänder till jämviktsläget utan att passera.
- $\zeta > 1$, systemet är överdämpat och processen liknar den kritiska svängningen fast det tar längre tid.

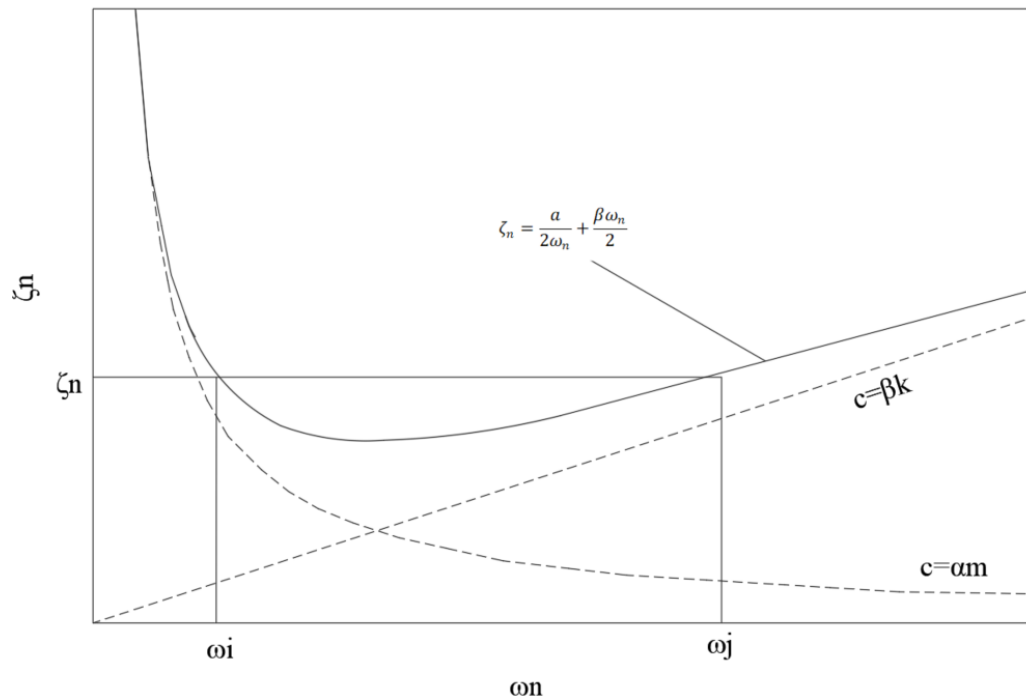


Figur 14: Principiella beteendet för kritisk svängning, underdämpat- och överdämpat system [13].

Den viskösa dämpningen är inte alltid den modell som bäst beskriver dämpningen i ett system. Det finns exempelvis dämpning som uppstår på grund av inre friktion i material vars dämpning är oberoende av frekvens. I dessa är hysterisk dämpning en bättre modell. Den hysteriska dämpningen är proportionell mot förskjutningen och således inte beroende av frekvens.

I vissa fall där dämpning inte kan beskrivas med en dämpningskvot så kan Rayleigh dämpning användas. Detta gäller till exempel vid ickelinjär respons och analys av ett linjärt system med dämpning som inte är konstant. Med Rayleigh dämpning skapas en matris som är proportionell mot en kombination av massa och styvhet. Nedan följer en kort härledning [15] av Rayleigh dämpning som presenteras i Figur 15.

3. Teori och numerisk analys



Figur 15: Förhållandet mellan dämpningskvot och frekvens för Rayleigh dämpning [15]

I Rayleigh dämpning är massan beroende av proportionalitetskonstanten alfa, a och styvheten är beroende av proportionalitetskonstanten beta, β enligt:

$$c = \alpha m; \quad \zeta_n = \frac{a}{2\omega_n} \quad (21)$$

$$c = \beta k; \quad \zeta_n = \frac{\beta\omega_n}{2} \quad (22)$$

Rayleigh dämpning definieras som:

$$c = \alpha m + \beta k \quad (23)$$

Dämpningskvoten kan då beskrivas enligt:

$$\zeta_n = \frac{a}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2} \quad (24)$$

3.1.4. Analysmetod

I många av de modeller som krävs för att på ett realistiskt sätt kunna beskriva de dynamiska effekterna på järnvägsbroar är vanliga analytiska lösningar för att lösa rörelseekvationen för svåra eller omöjliga att genomföra. Vid dynamisk analys av mer komplexa strukturdynamiska problem är linjär eller ickelinjär numerisk analys lämplig. Metoderna som används i detta arbete är modalanalys och implicit/explicit tidsintegration. Nedan följer en övergripande beskrivning av dessa två metoder. Utförligare beskrivning redovisas i [16].

Linjär dynamisk analys bygger vanligtvis på modalanalys. Metoden stödjer bara linjära modeller men har fördelen av att den är beräkningsmässigt snabb relativt andra metoder. Genom att först bestämma egenmoderna och motsvarande egenfrekvenser kan de styrande ekvationerna i rörelseekvationen frikopplas och därmed kan beräkningstiden minskas. Oftast behöver bara ett fåtal moder användas för att uppskatta ett systems dynamiska respons, vilket gör modalanalys till en bra analysmetod för linjära system med små förskjutningar.

Vid ickelinjär dynamisk analys används vanligtvis den mer tidskrävande metoden tidsintegration. För olinjära system kommer lösningen på rörelseekvation att variera med tiden, vilket gör att modalanalys inte längre är tillämpbar. Vid analys delas beräkningsperioden upp i tidssteg, över vilka responsen beräknas. Detta bygger på att förskjutningar och hastigheter är kända vid första tidpunkten. För att erhålla en stabil lösning krävs små tidssteg.

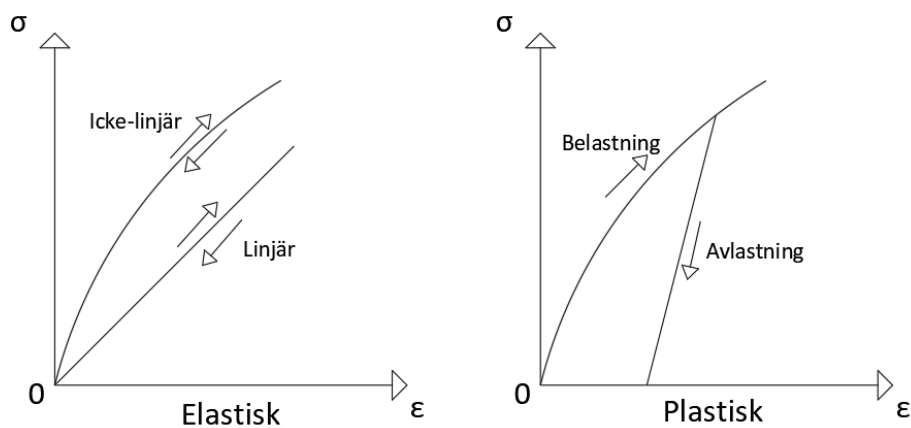
Tidsberoende problem kan lösas med antingen explicit eller implicit lösning. Vilken metod som används beror på vilket problem som skall lösas. Den explicita metoden är främst användbar för problem med betydande dynamiska effekter. Den stora skillnaden mellan metoderna är att ekvationen till den explicita metoden är enklare att lösa än motsvarande implicita ekvation, vilket gör den beräkningstidsmässigt snabbare. Dock kräver den explicita metoden ofta mycket små tidssteg för att ge godtagbara lösningar. Den implicita metoden kan däremot ge bra resultat med större tidssteg, vilket gör att den i många fall totalt sett får kortare beräkningstid än den explicita metoden. I denna avhandling används implicit tidsintegration.

3. Teori och numerisk analys

Kontroll av konvergens och storlek på tidssteg är viktiga steg i den dynamiska analysen för att kunna säkerhetsställa att rimliga resultat har uppnåtts. Konvergensanalys kontrollerar att elementindelningen är tillräckligt fin, vilket kan göras genom att kontrollera konvergens för frekvenserna. För tidssteget är det viktigt att det är tillräckligt litet för att ge ett stabilt resultat.

3.2. Modellering för dynamik av järnvägsbroar

Ett material som utsätts för en last kan antingen deformeras elastiskt eller plastiskt. Vid elastisk deformation är spänningen proportionell mot töjning, och materialet återgår till sin ursprungsform efter belastning. För den plastiska deformationen kommer materialet vara fortsatt deformerat även efter avlastning. I Figur 16 visas elastisk och plastisk spännings-töjningsdiagram. Generellt kan linjär elastisk teori appliceras vid små spänningar, vilket vanligtvis gäller för betong och stål i strukturer [17]. I de flesta dynamiska analyser av järnvägsbroar kan linjär elastisk deformation antas. Det finns emellertid vissa beteende som ger upphov till icke-linjära deformationer. Bland annat uppsprickningen av betongen samt ballast och jord är kända för att ha ett icke-linjärt beteende [18].



Figur 16: Elastisk och plastisk spännings-töjningsdiagram

Det finns många aspekter att ta hänsyn till vid modellering för dynamik av järnvägsbroar. Exempel på några av dessa aspekter är [19]:

- Brodämpning
- Tågdämpning
- Massa på tåget
- Ojämnheter på hjul och räl
- Styvhet och dämpning av spår
- Gränsvillkor
- Jord-bro interaktion
- Tåg-bro interaktion

3. Teori och numerisk analys

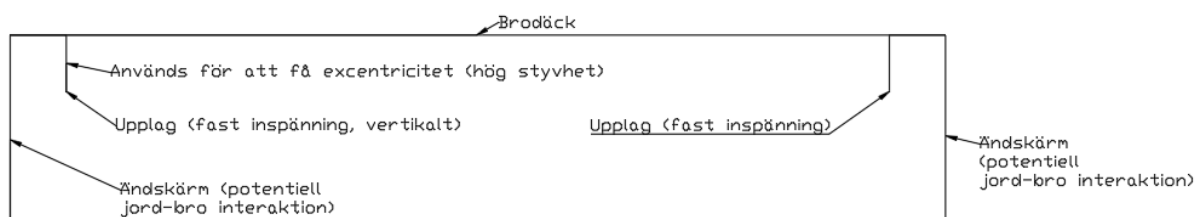
- Lastfördelning från slipers och ballast
- Sprucken/osprucken betong

Jord-bro interaktion och tåg-bro interaktion är viktiga aspekter i en dynamisk analys och kommer därför att studeras vidare i detta kapitel.

3.2.1. Jord-bro interaktion

Med jord-bro interaktion menas den samverkan som uppstår mellan bron och omslutande fyllnadsmaterial. Denna samverkan kan ha stor effekt på den dynamiska responsen hos en järnvägsbro, men vanligtvis brukar denna interaktion försummas i dynamiska analyser. Istället modelleras jordens interaktion med bron som en fast inspänning vid upplagen och ingen hänsyn till övriga delar av konstruktionens interaktion mot omslutande jordmassor beaktas. Detta beror bland annat på att det saknas tydliga riktlinjer i standarder som beskriver hur fenomenet ska beaktas vid dimensionering i kombination med ett generellt sätt låg kunskapsnivå [20].

Det finns en del studier som visar på att jord-bro interaktionen kan ge betydande bidrag till den dynamiska responsen för bron, vilket leder till att ett antagande med modellering för endast fast inspänning mellan upplag och jord kan vara för konservativt. I Figur 17 visas en schematisk 2D-skiss för hur jord-bro interaktion kan se ut med exempel från den samverkansbro med ändskärm som studerats i avhandlingen.



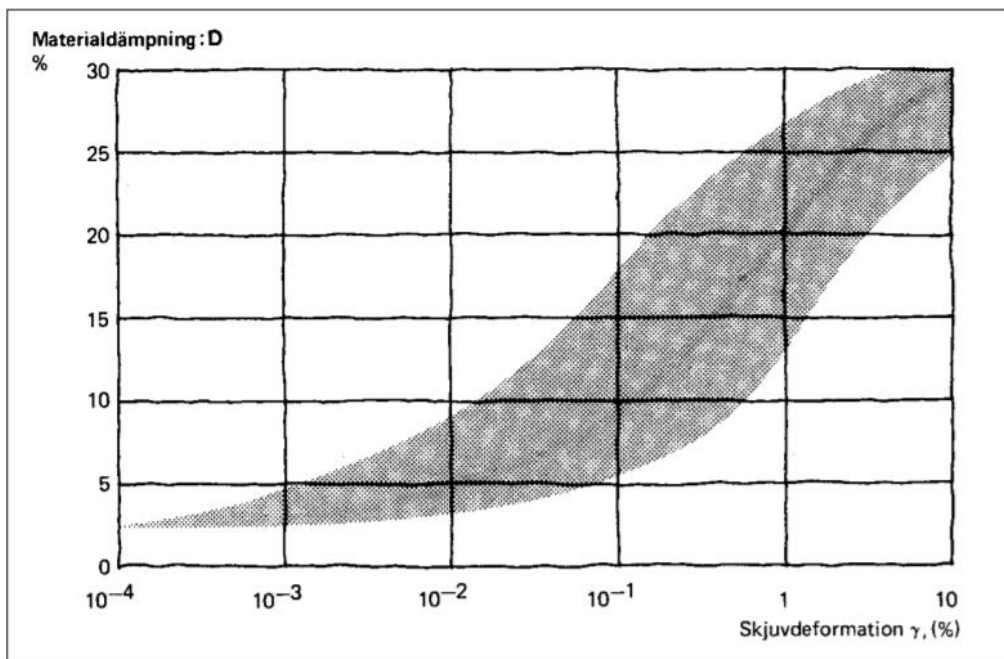
Figur 17: Schematisk 2D-skiss på hur inspänningar kan modelleras för samverkansbro med ändskärm

I en studie [21] undersöktes effekten av jord-bro-interaktion för plattrambroar både numeriskt och experimentellt. Resultatet visade att jord-bro-interaktionen hade en signifikant påverkan på den dynamiska responsen eftersom den omgivande fyllningsmassan ökade dämpningskvoten och egenfrekvensen för strukturen. I en annan studie [22] uppnåddes

liknande resultat där en jämförelse mellan effekten av impedansfunktioner och styva infästningar för en kort enkelspänd bro gjordes. Där visade sig också att jord-bro interaktionen ökade systemets dämpningskvot och att accelerationerna minskade. Ytterligare studier på korta broar uppvisar samma resultat. I en studie [23] visar det sig att styvheten på fyllnadsmaterialet har betydelse, där en lägre styvhet på jorden resulterade i större respons vid stöden. Resultatet av dessa studier visar på att jord-bro interaktion har betydande inverkan på den dynamiska responsen för korta och styva broar.

För att kunna beskriva interaktionen mellan jord och bro med modeller krävs förståelse för de dynamiska egenskaperna hos jorden. Jord är ett icke-linjärt material, vars deformationer är tidsberoende [24]. De dynamiska egenskaperna för jord kan beskrivas med hjälp av skjuvmodul och dämpning. Skjuvmodulen är ett mått på den dynamiska styvheten i jord och är beroende av skjuvdeformation. Med ökade skjuvdeformationer fås minskad skjuvmodul, vilket betyder att den dynamiska styvheten minskar [25].

Generellt sker interaktionen mellan jord och bro genom två olika typer av dämpning, materialdämpning och geometrisk dämpning. Med materialdämpning menas den inre dämpning i jorden som främst beror på jordmaterialet och skjuvdeformation. Materialdämpningen ökar med storleken för skjuvdeformation enligt Figur 18.



Figur 18: Samband mellan skjuvdeformation och materialdämpning [25].

3. Teori och numerisk analys

Den geometriska dämpningen uppstår då energin minskar med ökande avstånd från källan genom inducerade vågor. Dessa vågor utgörs av kompressionsvågor och skjuvvågor. Kompressionsvågor har en longitudinell form och uppstår genom förtätningar och förtunningar. Skjuvvågorna har en transversell form och uppstår genom glidning vinkelrätt mot utbredningsriktningen. Utbredningshastigheten för kompressionsvågor respektive skjuvvågor beskrivs i ekvationerna nedan där G är materialets skjuvmodul, E är elasticitetsmodulen, ρ är densiteten och ν är tvärkontraktionstalet [25].

$$c_p = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (25)$$

$$c_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{\rho 2(1+\nu)}} \quad (26)$$

Att modellera jordens dynamiska egenskaper på ett realistiskt sätt är svårt. En avgörande faktor för val av modell är storleken på maximala skjuvtöjningarna [26]. I Tabell 4 beskrivs vilka antagande som kan göras för olika skjuvtöjningar.

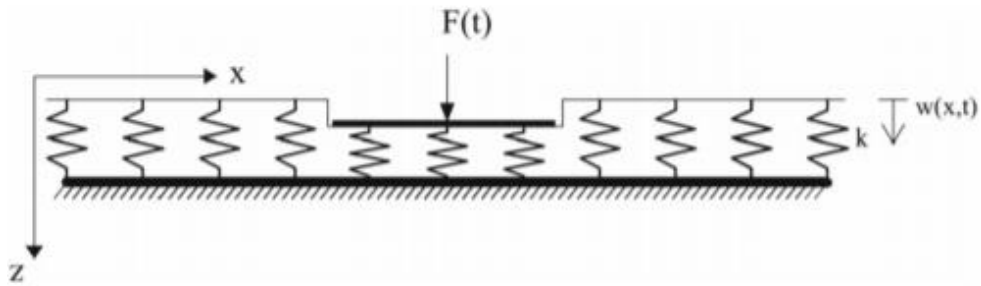
Tabell 4: Jordegenskaper vid olika töjningsnivåer och lämpliga materialmodeller [26].

Skjuvtöjning	10^{-6}	10^{-5}	10^{-4}	10^{-3}	10^{-2}	10^{-1}
	Vågutbredning, vibrationer		Sprickor, ojämn sättning		Glidning, komprimering, likvifaktion	
Material modell	Elastisk		Elastoplastisk		Brott	
Integrations metod	Linjär		Linjär		Icke-linjär	

En enkel modell för att beskriva jordens dynamiska egenskaper är Winklers jordmodell. Detta är en linjär-elastisk modell som beskriver jorden som oberoende elastiska fjädrar, enligt Figur 19. vilket gör att reaktionen i varje punkt är proportionell mot förskjutningen. Sambandet i Winklers jordmodell kan beskrivas enligt följande:

$$F(x, t) = k\omega(x, t) \quad (27)$$

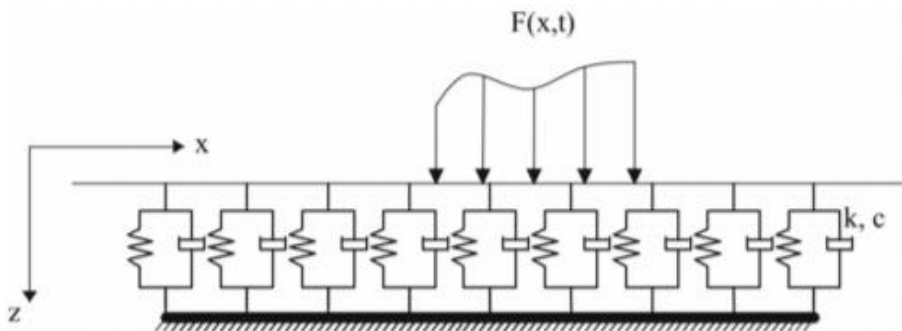
där k är styvheten på fjädrarna, ω är förskjutningen och F är kraften [27].



Figur 19: Winkler modell [27]

Winklers modell är förenklad och beaktar inte skjuvkrafter i jorden. En något bättre beskrivning av jordens dynamiska egenskaper ges av Kelvin-Voigts modell där jorden beskrivs med hjälp av parallella diskreta fjädrar och viskösa dämpare eller mer känt som dashpot, c [27]. I Figur 20 presenteras Kelvin-Voigt modellen.

$$F(x, t) = k\omega(x, t) + c\dot{\omega}(x, t) \quad (28)$$



Figur 20: Kelvin-Voigt modell [27]

Den dynamiska interaktionen mellan jorden och bron kan också modelleras genom att använda impedansfunktioner. Dessa funktioner är frekvensberoende och representerar den dynamiska styvheten, materialdämpning samt geometriska dämpning för jord-brid-interaktionen. Den dynamiska impedansfunktionen kan beskrivas enligt följande:

$$Z(\omega) = k_d(\omega) + i\omega c_d(\omega) \quad (29)$$

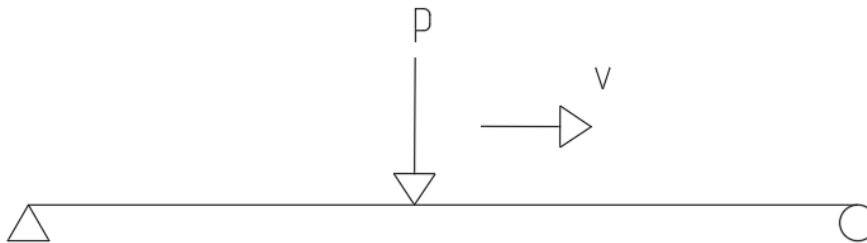
där k_d (fjädrar) beskriver den dynamiska styvheten och tröghetsegenskaper för impedansfunktionen och $i\omega c_d(\omega)$ beskriver både den geometriska- och materialdämpningen, där c_d utgör dashpot-koefficienten och $i = \sqrt{-1}$ [28]. Med detta insatt i rörelsekvationen fås impedansfunktionen:

3. Teori och numerisk analys

$$[-\omega^2 M + i\omega C(\omega) + K(\omega)]u(\omega) = F(\omega) \quad (30)$$

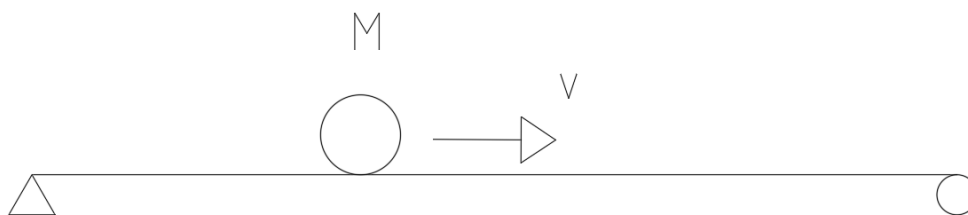
3.2.2. Tåg-bro interaktion

Ett tåg som kör över en bro kommer att inducera vibrationer i bron, vilket påverkar den dynamiska responsen och kan ge resonans. Med en tåg-bro interaktionsmodell kan hänsyn till de dynamiska egenskaperna för bron och tåget beaktas. Tåg-bro interaktionen är ett icke-linjärt dynamiskt problem som kan modelleras med olika graders komplexitet. Den enklaste modellen är en rörlig lastmodell, enligt Figur 21. Denna modell kan med en tillräcklig noggrannhet beskriva brons dynamiska egenskaper då massförhållandet mellan tåget och bron är liten. Modellen försummar dock interaktionen som uppstår mellan tåg och bro och hänsyn till tröghet- och dynamiska effekter tas inte i beaktning [29].



Figur 21: Rörlig lastmodell

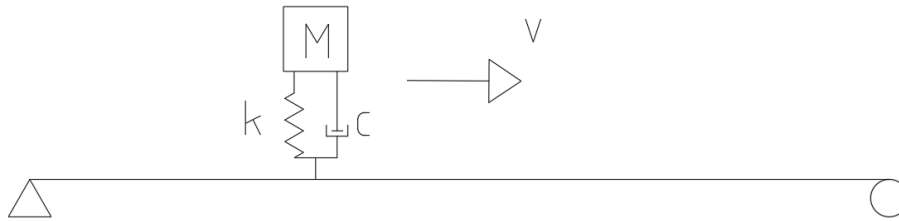
För att räkna med tågets tröghet kan lasten modelleras som en massa enligt Figur 22. Nackdelen med denna modell är att den inte tar hänsyn till eventuella ojämnheter på rälsen, vilket kan få tåget att studsas. Den rörliga massmodellen har även svårt för att beskriva brons beteende vid höga hastigheter.



Figur 22: Rörlig massmodell

Då en modell med större komplexitet En parameter som styr vilken typ av modell som lämplig ges som tidigare nämnt av massförhållandet mellan tåg och bro. Med ett större massförhållande ökar också den dynamiska effekten för tåg-bro interaktionen vilket kräver mer komplicerade modeller. Även förhållandet mellan de naturliga frekvenserna för tåget och

bron kan spela en stor roll. Med en kvot mellan naturliga frekvenserna som är mycket lägre än 1 kan den rörliga lastmodellen användas. Den dynamiska effekten ökar sen med ett ökande kvot [30].



Figur 23: Fjädrad massmodell

I en dynamisk analys kan det även interaktionen mellan spåret och bron tas i beaktning. Ett spår kan utgöras av antingen ballast eller betong. På en bro med ballast utgörs spåret exempelvis av räls, sliper och ballast. För att kunna ta hänsyn till den dynamiska effekten av dessa kan en modell med sammankopplade fjädrar och dämpare byggas upp. I dynamiska analyser brukar generellt bara massan av ballasten modelleras, men det finns studier som visar på att detta kan leda till en underskattning av första egenfrekvensen. I [31] undersöktes 3 broar experimentellt för att utvärdera de dynamiska egenskaperna. Dessa experiment gjordes för en 15 meter lång samverkansbro med både med och utan ballast samt med betongspår. Resultatet visade att den vertikala accelerationen var mindre för spåret med ballast eller betong än utan, vilket tyder på att interaktionen mellan spår och bro ger bidrag till ökad styvhet för bron. Därför rekommenderas att bronns styvhet ökar med 10% ifall endast massan av spåret inkluderas i den dynamiska analysen.

3. Teori och numerisk analys

4. Metod

I detta avsnitt kommer den generella metoden för genomförandet av den dynamiska analysen att beskrivas. Den järnvägsbro som utvärderats är en tilltänkt enkelspårig samverkansbro med ändskärmar med en spännvidd på 30 meter som byggs bredvid en befintlig bro. Ritningar på bron med dimensioner och materialspecifikationer är försedda av Skanska och tolkningar av dessa ritningar har gjorts för att kunna anpassa till en modell. I Kapitel 4.1 presenteras ritningarna och dimensioner för den samverkansbron som utgör förutsättningarna för modellerna.

I denna avhandling jämfördes fem olika typer av analyser med avseende på vertikala accelerationer, utböjning av ändskärm samt nedböjning i fältmitt. Både 3D-modell samt 2D-modell av samverkansbron skapades och analysmetoden varierades mellan modalanalys samt direkt tidsintegration. Egenfrekvenser för både 3D-modellen samt 2D-modellen analyserades för att kunna få en tillförlitlig översättning mellan modellerna. 3D-modellen översattes till en 2D-modell i syfte för att kunna få en praktiskt hanterbar beräkningstid för körning med fjädrar och dashpots i direkt tidsintegration. Ytterligare beskrivning av modellerna och analyserna följer i nedanstående kapitel.

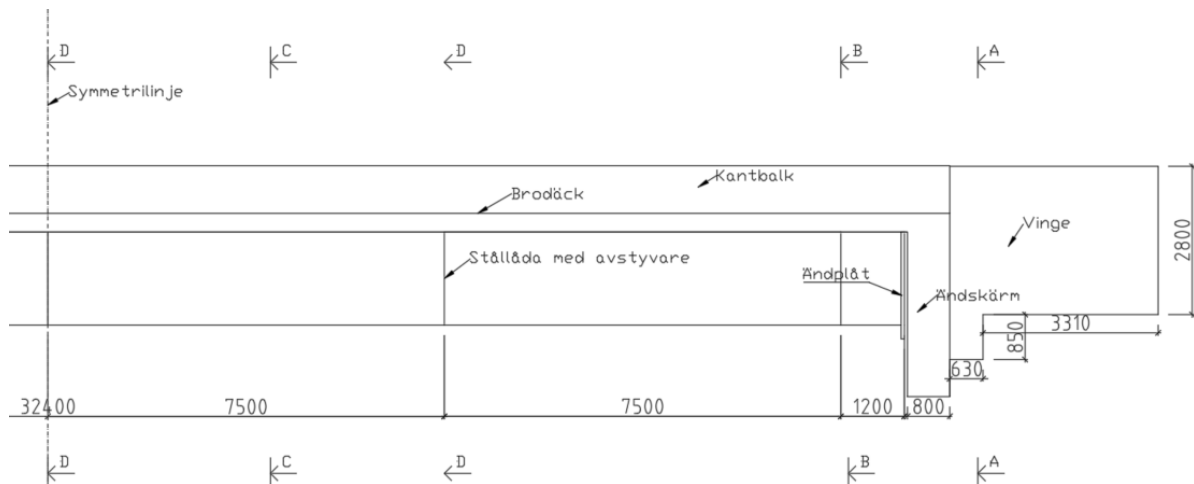
Den dynamiska analysen utfördes med hjälp av modellering i Brigade/Plus, vilket är ett analysprogram som implementerar finita elementmetoden. Programmet bygger på ABAQUS och är utvecklat av Scanscot Technology. Finita elementmetoden är en numerisk metod för att lösa partiella differentialekvationer som är för komplicerade för att lösa med enkla analytiska metoder. Metoden ger approximativa lösningar genom att dela in geometrin i mindre delar så kallade element och därmed köra en approximation över varje enskilt element med formfunktioner som beskriver beteendet över elementet. Detta bygger på att en kropp som beter sig icke-linjärt globalt kan antas ha ett linjärt beteende över varje element av den godtyckliga kroppen. Storleken på elementen i modellen är av betydelse för resultatet. Genom minskning av elementstorlekarna borde lösningen konvergera mot den exakta lösningen på problemet. Samtliga lastfall från Eurokod beskrivna i kapitel 2.2 är fördefinierade i Brigade/Plus, vilket gör programmet till ett bra verktyg för att studera dynamiska analyser för järnvägsbroar. För vidare och djupare beskrivning av teorin, se [32].

4. Metod

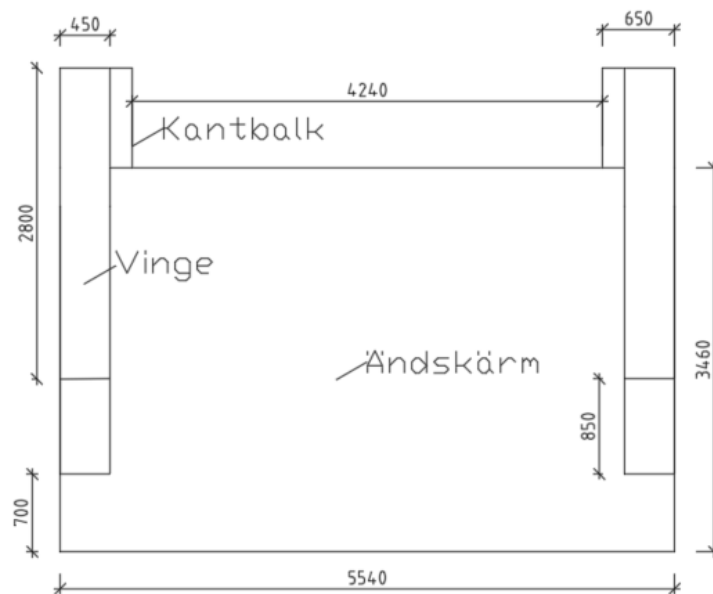
4.1. Ritningar

I detta avsnitt presenteras de ritningar som är relevanta för både 3D- samt 2D-modellen. För att kunna modellera utifrån ursprungsritningarna har förenklingar och tolkningar gjorts.

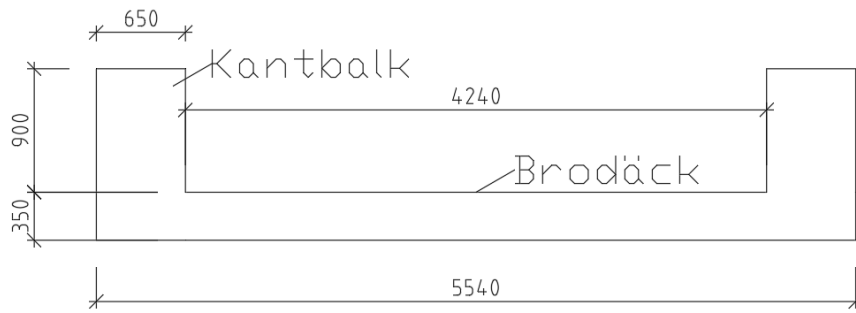
Resultatet av detta illustreras i Figur 24- Figur 29.



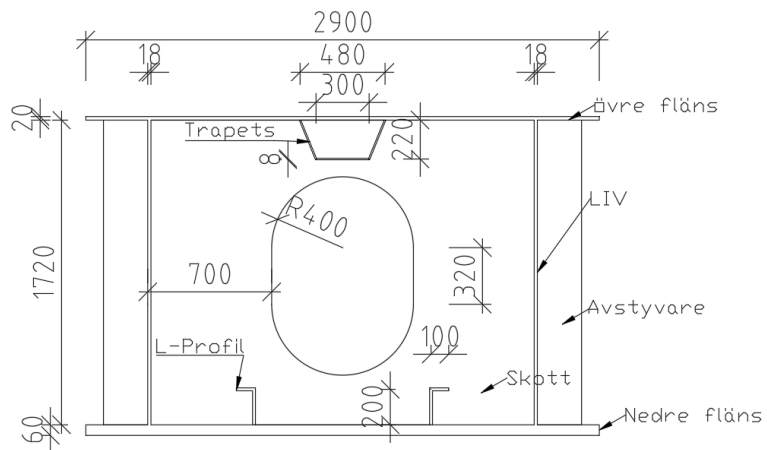
Figur 24: Sektion av halva samverkansbron med symmetrilinje



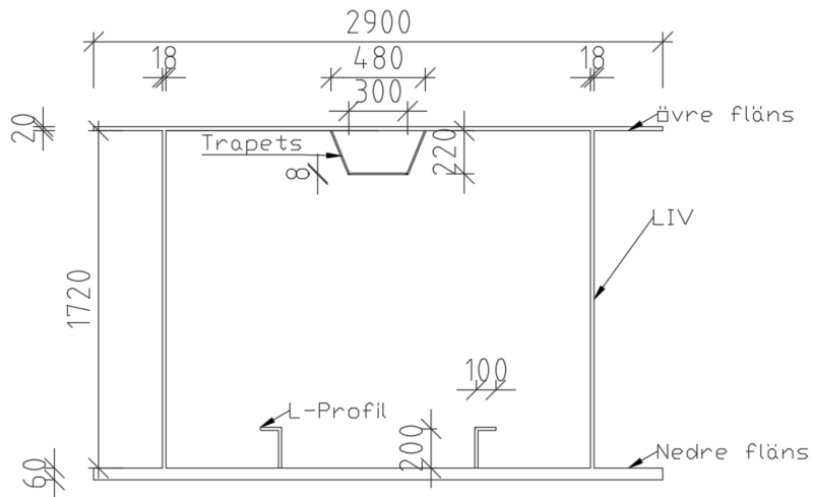
Figur 25: Tvärsnitt av samverkansbro sektion A



Figur 26: Tvärsnitt av betongtråg

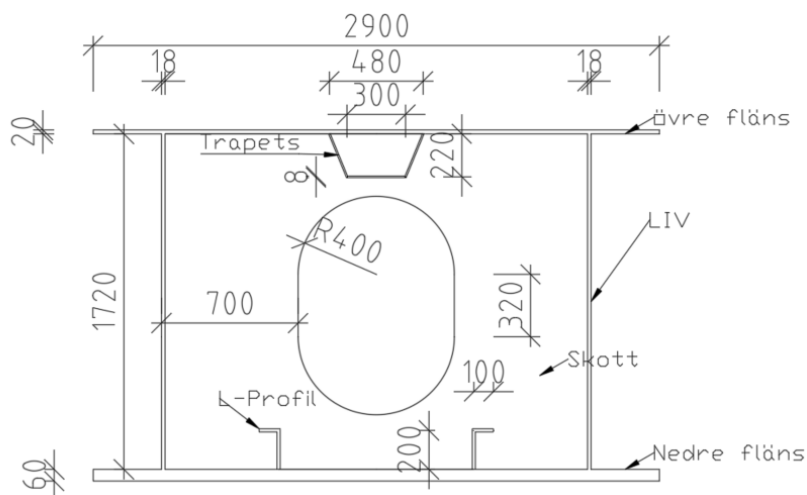


Figur 27: Tvärsnitt av ställåda sektion B



Figur 28: Tvärsnitt av ställåda sektion C

4. Metod



Figur 29: Tvärsnitt av ställåda sektion D

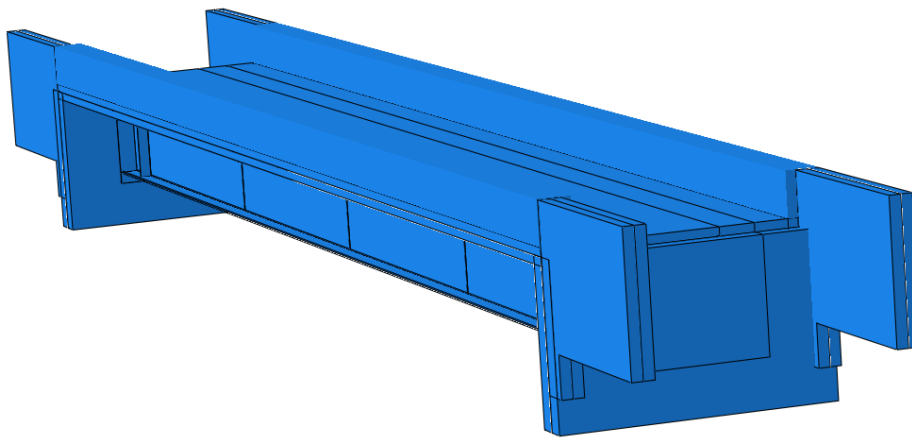
Dimensioner på element som inte framgår av ritningarna presenteras i Tabell 5. Ändplåten utgörs av en övre del samt en nedre del, vilket i tabellen betecknas som ändplåt 1 respektive ändplåt 2.

Tabell 5: Dimensioner på element

Element	Tjocklek [mm]	Höjd [mm]	Bredd [mm]
Ändplåt 1	25	1420	3000
Ändplåt 2	60	600	3000
Skott (sektion B)	15		
Skott (sektion D)	20		
Avstyvare	25		
L-Profil	16		

4.2. Modell 3D

3D- modellen bygger på skalelement och balkelement. Modellen är skapad genom uppdelning av bron i två delar. Den första delen utgörs av samtliga betongelement, där brodäcket, ändskärmen och vingarna modelleras som skalelement och kantbalkarna modelleras som balkelement. Den andra delen beskriver stålvärsnittet som är kopplat (via skjuvförbindare) till brodäckets undersida och fortsätter in mellan ändskärmarna. Stålvärsnittet modelleras med skalelement. I Figur 30 visas den färdiga 3D- modellen med skalenlig geometri.

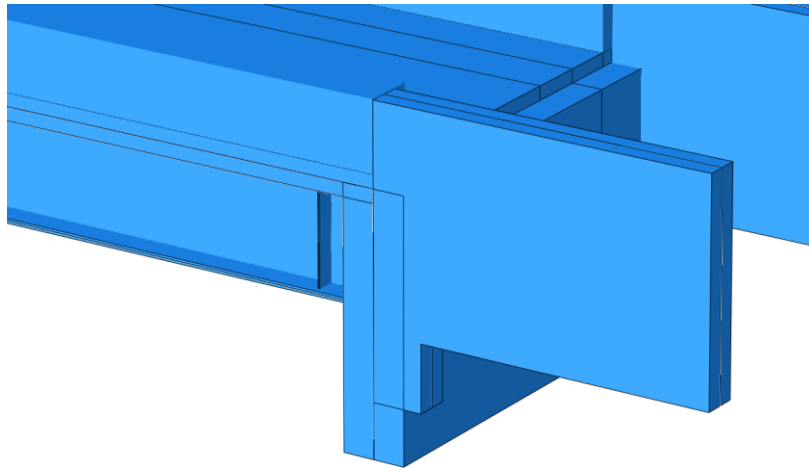


Figur 30: 3D-modell av järnvägsbron

4.2.1. Modelleringsaspekter

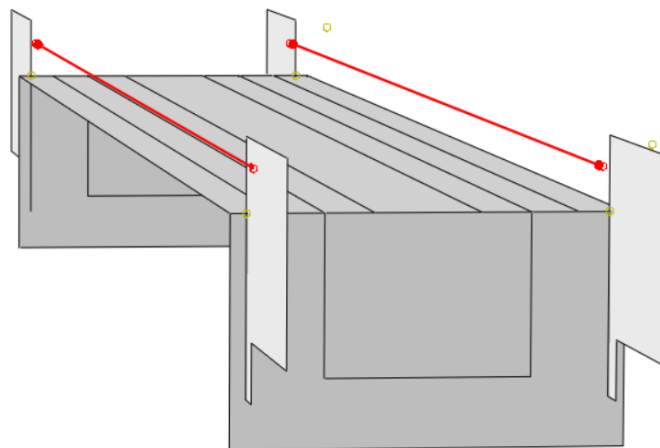
I detta avsnitt presenteras modelleringsaspekter för 3D-modellen avseende geometri. Vid modellering av bron utifrån ritningarna (se Kapitel 4.1) har vissa förenklingar gjorts. Grunden till skalelementen är sammankopplade med linjer som sedan pressats ut till sin form. Övriga delar har ritats separat och sedan sammanfogats med modellen med hjälp av punkter eller plan genom modellens linjer. Skalelementen tilldelades tjocklekar genom att låta varje element växa på båda sidor från mitten enligt Figur 31. Effekten av detta är att vissa element då kommer att överlappa och det uppstår mass- och styvhetskoncentration i dessa punkter, medan motsatsen uppstår i närliggande punkter. Detta anses därmed vara försumbart i en stor modell.

4. Metod



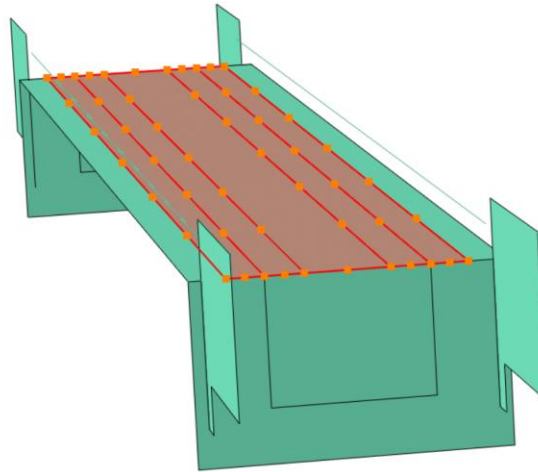
Figur 31: Modellering av tjocklek för skalelement

Kantbalkarna modellerades med hjälp av trådar genom fyra punkter, enligt röda linjer i Figur 32. Punkterna är valda så att kantbalkarna placerar sig kant i kant med brodäcket och vingarna enligt ritningarna. Kantbalkarna blev sedan modellerade som profiler och tilldelade till trådarna som balkelement.



Figur 32: Modellering av balkelement

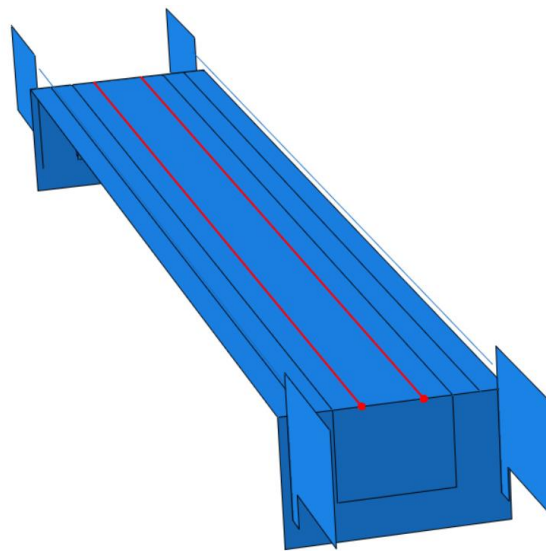
Ballast implementeras i modellen genom att addera icke-strukturell massa till brodäcket. Genom detta ökas endast trögheten för modellen och inte styvheten. Som diskuterat i litteraturstudien finns det studier [31] som visar på att ballasten kan ge ökad styvhet till bron. I denna analys tas detta dock inte i beaktning. I modellen antas ballasten vara 0,45m hög och vara placerad innanför kantbalkarna enligt Figur 33.



Figur 33: Placering av ballast på brodäcket

Modellering av järnvägsspåret gjordes genom implementering av två parallella linjer längs brodäcket, enligt Figur 34. Två punkter på ena sidan definierades som startpunkter.

Järnvägsspåret är placerat i mitten av bron med avståndet 0,75m från varje spår till brodäckets centrumlinje. Modellering på detta sätt innebär en förenkling av verkligheten eftersom lasten från tåget kommer att röra sig direkt på brodäcket längs två linjer. Detta försummar eventuella dämpningseffekter som kan uppstå vid spår-bro interaktioner, diskuterat i Kapitel 3.2.2. Det försummar även lastspridning genom ballasten som kan ha effekt på responsen.



Figur 34: Geometrisk placering av startpunkter och linjer för järnvägsspåret

4. Metod

4.2.2. Materialegenskaper och laster

3D-modellen är uppbyggd med tre olika material. Betongen och stålet bidrar med både massa och styvhet till modellen, medan ballasten endast bidrar med massa. I Tabell 6-Tabell 8 presenteras materialparametrarna för dessa material vars värden är rekommenderade enligt [3] och [33] eller angivna av Skanskas ritningar.

Betongen antas utgöras av kvalitet C35. Normalt har betong densiteten 2400 kg/m^3 , men för att ta hänsyn till extra mängd armering sätts densiteten till 2500 kg/m^3 .

Tabell 6: Materialparametrar för armerad betong, C35

Materialparametrar	Värde	Enhet
Elasticitetsmodul, E_{cm}	34	GPa
Tvärkontraktionstal, ν	0,2	
Densitet, ρ	2500	kg/m^3

Samtliga delar av stål tvärsnittet utgörs av stål kvaliteten S355, enligt stålspecifikation från Skanskas ritningar.

Tabell 7: Materialparametrar för stål, S355

Materialparametrar	Värde	Enhet
Elasticitetsmodul, E_s	210	GPa
Tvärkontraktionstal, ν	0,3	
Densitet, ρ	8000	kg/m^3
Flytgräns, f_{yd}	355	MPa

Massan för ballasten ska i en dynamisk analys kontrolleras för både den lägsta möjliga massan samt den högsta möjliga massan, enligt Eurokods rekommendationer [3]. Eurokod rekommenderar en nedre densitet på 1700 kg/m^3 . För den högsta möjliga massan väljs densiteten till 2000 kg/m^3 , enligt rekommendation från [33]. Det finns en studie som visar på att densiteten på ballasten inte har någon betydande påverkan på responsen på bron [37]. För att spara beräkningsmässig tid har utredning av både den lägsta och högsta densiteten för

ballasten valts att försummas i detta examensarbete, varav endast densiteten 2000 kg/m^3 används för ballasten i modellen.

Tabell 8: Materialparametrar för ballast

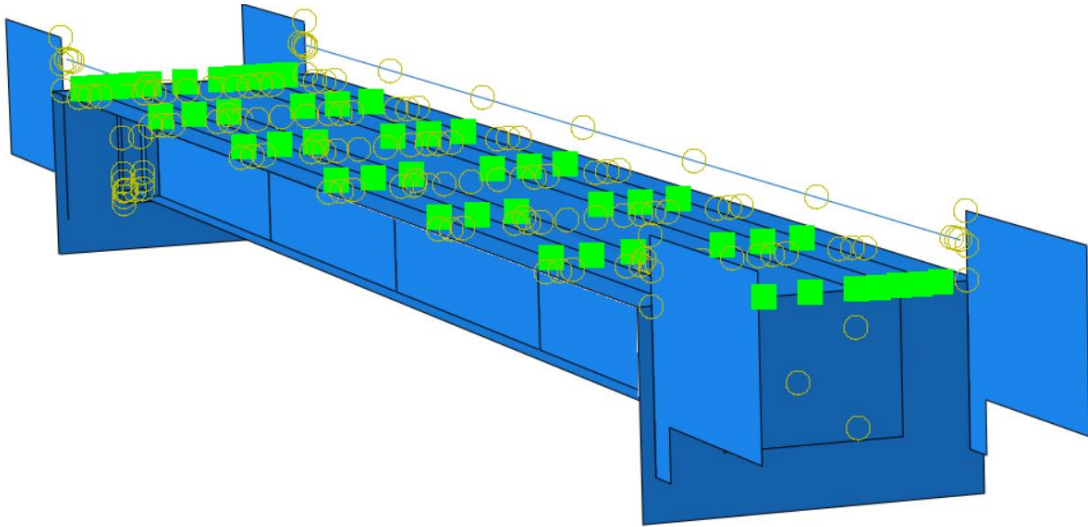
Materialparametrar	Värde	Enhet
Densitet, ρ	2000	kg/m^3

De laster som verkar på modellen är egenvikt av bron samt tåglast. Egenvikten av bron är en statisk last som automatiskt beräknas i Brigade/Plus utifrån val av material och storlekar på elementen. Den dynamiska lasten som används i analysen är lastmodell HSLM-A som beskrivs ytterligare i Kapitel 2.2.2. I programvaran finns redan denna lastmodell implementerad och kan därmed enkelt tilldelas till de båda spåren presenterade i Figur 34.

4.2.3. Interaktioner och upplagsförhållande

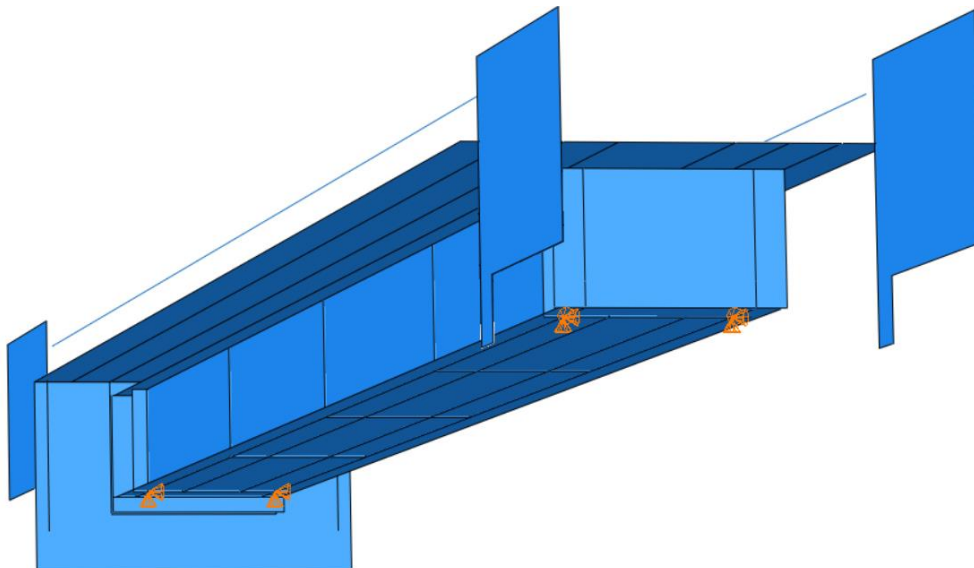
Vid modellering i Brigade/Plus sammankopplas element automatiskt vid de punkter där de delar koordinater, vilket möjliggör för interaktioner mellan element. För de element som inte delar koordinater, men i verkligheten interagerar, kopplas elementen istället manuellt samman. Dessa kopplingar visualiseras i modellen som gula ringar, enligt Figur 35. Eftersom kantbalkarna inte är sammankopplade med resten av modellen görs kopplingar mellan kantbalk och brodäck samt mellan kantbalkar och vingar. Betongtvärsnittet samt ståltvärsnittet modelleras separat och kräver därav kopplingar mellan varandra. Denna koppling modellerades mellan ställåda och brodäck samt mellan ställåda och ändskärm. De gröna rutorna i figuren visualiserar sammankopplingen mellan ballast och brodäcket. Jord-bro interaktionen försummas i 3D-modellen.

4. Metod



Figur 35: Visualisering av interaktionerna mellan element i modellen

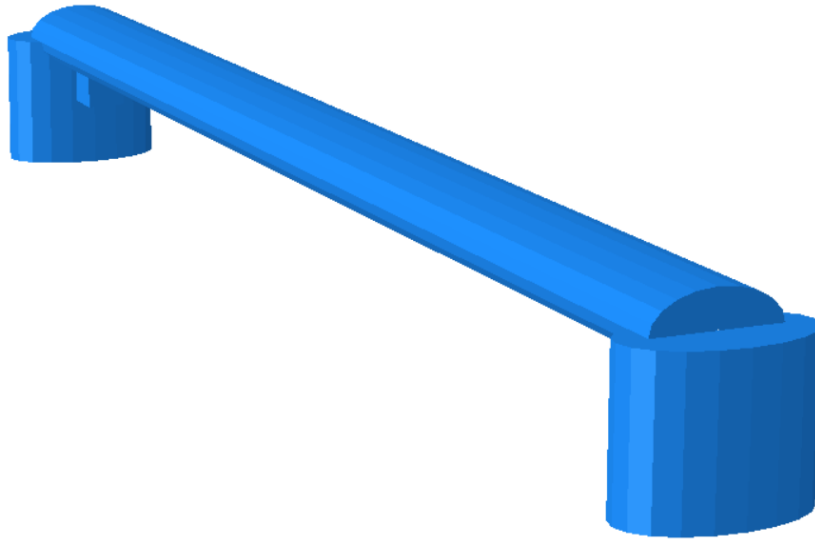
Spännvidden på samverkansbron som analyserats är 30 meter, vilket är avståndet mellan pålarna som i modellen upptar både vertikala samt horisontella laster. Pålarna är placerade under de båda liveen enligt tvärsnitt i Figur 27. Upplagsförhållandena för bron modelleras genom att låsa rörelser i alla riktningar på ena sidan av bron. På andra sidan skapas ett rulllager som tillåter longitudinella rörelser. Utformningen av upplagsförhållandet visualiseras i Figur 36, där orangea koner representerar de punkter och riktningar där rörelser är förhindrade.



Figur 36: Visualisering av upplagsförhållande

4.3. Modell 2D

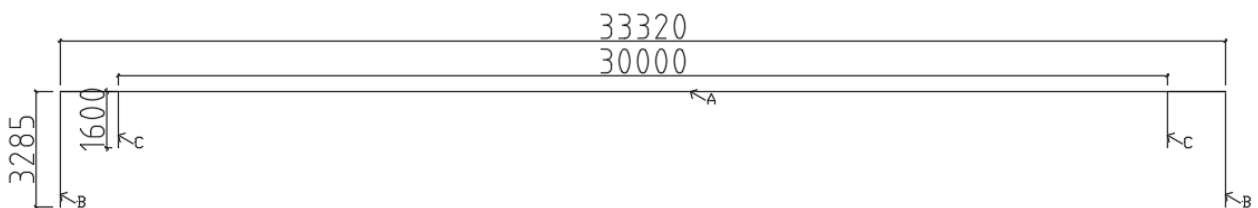
För modellering av järnvägsbron i 2D har balkelement med generaliserad form använts. Modellen är skapad genom en horisontell linje samt två vertikala linjer som motsvarar tvärsnittet för brodäcket, kantbalkarna och ställådan respektive ändskärmen med vingarna. För att kunna ta hänsyn till excentriciteten för upplagen skapas ytterligare två vertikala linjer innanför ändskärmarna. I Figur 37 presenteras den färdiga 2D-modellen. Formen på elementen är modellerade utifrån beräknad area och yttröghetsmoment för tvärsnittet.



Figur 37: 2D-modell av järnvägsbron. Utseendet på balkprofilerna är en visualisering av storleken på yttröghetsmomentet och beräknad area för de olika elementen.

4.3.1. Geometri och modelleringsaspekter

I detta avsnitt presenteras de tolkningar och antagande som gjorts för att anpassa 3D-modellen till en 2D-modell, samt modelleringsaspekter avseende geometri. Ritningar från 3D-modellen som 2D-modellen baserats på finns presenterade i Kapitel 4.1. Principiell skiss med dimensioner på 2D-modellen presenteras i Figur 38.



Figur 38: Principiell skiss av 2D-modell

4. Metod

För att kunna översätta 3D-modellen till en 2D-modell har element A och element B enligt Figur 38 tilldelats generaliserade balkprofiler. Balkprofiler beskrivs med tvärsnittsarea, yttröghetsmoment (x- och y-riktning) samt vridstyvhet. Eftersom tvärsnittet inte är konstant för varken element A eller B har ett generellt tvärsnitt för respektive element antagits. Element C har tilldelats en balkprofil utan massa med stor styvhet.

För element A utgörs tvärsnittet av betongtråget och ställådan vars tvärsnitt varierar med återkommande avstyvningar och skott. Dessa tillskott utgör dock en väldigt liten del av ställådan varav ett tvärsnitt utan dessa antas. För beräkningsmässig enkelhet försummas även L-profilerna samt trapetsprofilen, vilka antas ha låg inverkan på resultatet.

Yttröghetsmomentet för samverkanstvärsnittet baseras på effektivt ekvivalent ståltvärsnitt genom användning av den elastiska modulkvoten, n , som definieras enligt Ekv. (31) för kortidslaster. Komposittvärsnittets area beräknas enligt Ekv. (32).

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (31)$$

$$A_{sc} = \frac{A_c}{n} + A_s \quad (32)$$

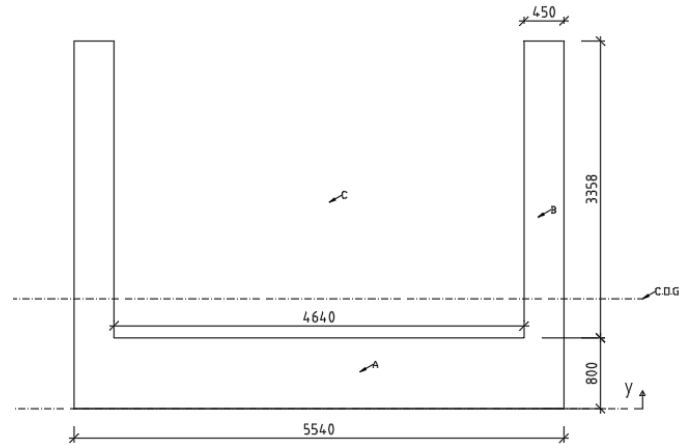
Yttröghetsmoment beräknades därefter enligt Steiners sats för respektive material separat. För att beräkna samverkanstvärsnittets yttröghetsmoment dividerades betongens yttröghetsmoment, I_c , med den elastiska modulkvoten, n , enligt följande ekvation:

$$I_{sc} = I_s + \frac{I_c}{n} + e_s * e_c * A_{sc} \quad (33)$$

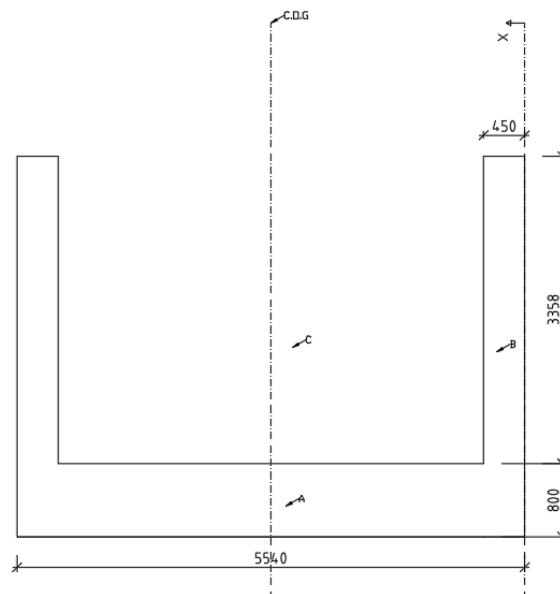
där I_s är stålets yttröghetsmoment och I_{sc} utgör kompositmaterialets yttröghetsmoment. Tvärsnittets utseende med tyngdpunkt för betong, stål och kompositmaterialet i både y- och x-riktning presenteras i Figur 39 och Figur 40. Beräkning och angivna värden presenteras i Tabell 9 och den utförliga beräkningen i Bilaga C- Steiners sats.

4. Metod

För element B utgörs tvärsnittet av ändskärmen och vingarna. Vingarna har inte ett konstant tvärsnitt över hela ändskärmens höjd, för att ta detta i beaktning minskas vingarnas bredd något för att uppnå ett konstant tvärsnitt. Beräkning av yttröghetsmomentet görs med hjälp av Steiners sats. Tvärsnittets utseende med tyngdpunkt för betong i både y- och x- riktning presenteras i Figur 41 och Figur 42. Beräkning och angivna värden presenteras i Tabell 10 och den utförliga beräkningen i Bilaga C- Steiners sats.



Figur 41: Tvärsnitt y-riktning för element B med tyngdpunkter



Figur 42: Tvärsnitt x-riktning för element B med tyngdpunkter

Tabell 10: Värden för area och yttröghetsmoment för element B

Element B	A_c [m²]	I_c [m⁴]
yy- riktning	7,454	10,843
xx- riktning	7,454	30,961

Precis som för 3D-modellen implementeras ballasten genom att addera icke-strukturell massa till modellen. Detta gjordes genom att ansätta massa per längd över element A med samma bredd på ballasten som för 3D-modellen. Eftersom det gjorts förenklingar för tvärsnittet för element A har elementets styvhet och massa underskattas. För att ta detta i beaktning ökades ballasthöjden till 0,5 m, vilket ger att både 2D-modellens samt 3D-modellens totala massa överensstämmer. Eventuell styvhet från ballasten försummas. Modellering av järnvägsspåret gjordes endast med en räls, enligt samma linje som element A. Detta försummar eventuella dämpningseffekter som kan uppstå vid spår-bro interaktioner.

4.3.2. Materialegenskaper och laster

2D-modellen är precis som 3D-modellen uppbyggd med tre olika material. För element B används samma materialparametrar som för armerad betong, C35, enligt Tabell 6 i Kapitel 4.2.2. För samverkantvärsnittet däremot används en viktad densitet från betongen och stålet som beräknas enligt Ekv. (34). Utöver densiteten är tvärsnittet omgjort till ett ekvivalent ståltvärsnitt och materialparametrar för stål används. Materialparametrar som används för tvärsnittet presenteras i Tabell 11. Ballasten modelleras enligt materialparametrar från Kapitel 3.1.2. Element C tilldelas endast styvhet i form av en elasticitetsmodul på 10^{15} Pa.

$$\rho = \frac{A_s \cdot \rho_s + A_c \cdot \rho_c}{A_s + A_c} \quad (34)$$

Tabell 11: Materialparametrar för komposittvärsnitt, element A

Materialparametrar	Värde	Enhet
Elasticitetsmodul, E_{cm}	210	GPa
Tvärkontraktionstal, ν	0,3	
Densitet, ρ	2975,05	kg/m ³

De laster som verkar på modellen är egenvikt av bron samt tåglast. Brons egenvikt är en statisk last som automatiskt beräknas i Brigade/Plus utifrån val av material och storlekar på elementen. Den dynamiska lasten som används i analysen bygger på lastmodell HSLM-A som beskrivs ytterligare i Kapitel 2.2.2. Med Brigade/Plus finns redan denna lastmodell implementerad och den kan därmed enkelt tilldelas till spåret

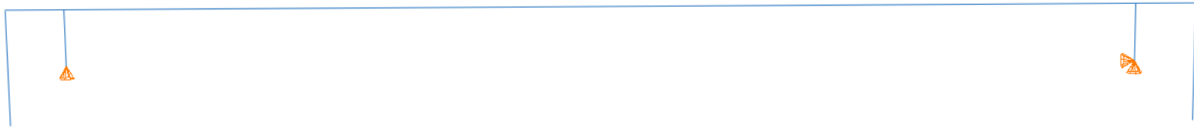
4. Metod

4.3.3. Interaktioner och upplagsförhållande

I 2D-modellen är varje element sammankopplat genom delning av samma koordinater, vilket ger att interaktioner mellan elementen implementeras automatiskt i Brigade/Plus.

Interaktioner mellan ballast och modellen skapades genom addering av icke-strukturell massa till element A.

Precis som för 3D-modellen är bronns spännvidd 30 meter. För att ta hänsyn till att upplagen är placerade med en viss excentricitet från tvärsnittets tyngdpunkt skapades två trådar som tilldelades balkprofiler med endast styvhet. Avståndet mellan tvärsnittets tyngdpunkt och upplagens placering beräknades till 1,6 m, enligt Figur 39. Upplagen för bron modelleras genom låsning av translationella rörelser i alla riktningar på ena sidan av bron. På andra sidan skapas ett rullager som tillåter longitudinella rörelser. Utformningen av upplagsförhållandet visualiseras i Figur 43. där orangea koner representerar de punkter och riktningar där rörelser är förhindrade.



Figur 43: Visualisering av upplagsförhållande

4.4. Dynamiska analyser

En central del i dynamiska analyser är att verifiera att resultatet från modellen uppnås med tillräckligt stor noggrannhet. Detta kan genomföras med hjälp av konvergensstudier.

Resultatet från en FE-modell är bara en approximation av den verkliga lösningen. Genom att förfina modellen med hjälp av konvergensstudier är målet att få resultatet från FE-modellen att närma sig den exakta lösningen. Flera olika konvergensstudier kan göras, i denna rapport har följande tagits i beaktning.

- Konvergens av elementstorlek.
- Konvergens av tidssteg.

Utredning av konvergens av elementstorlekar gjordes genom att jämföra egenfrekvensen för den högsta moden med finare och finare elementindelning (eng. mesh) tills en tillräckligt fin elementindelning uppnåts. För utredning av konvergens av tidssteg kontrolleras att tidssteget är tillräckligt litet för att fånga hela det dynamiska beteendet för bron. Detta gjordes genom att minska tidssteget och jämföra med responsen för den vertikala accelerationen i en nod i fältmitt tills minskningen blir väldigt liten. Konvergensstudien presenteras i Bilaga A- Konvergensstudie och utfördes endast med avseende på modalanalysen för en specifik hastighet och lastmodell.

Analyserna som följer i detta kapitel har utförts med olika analysmetoder och modeller. I Tabell 12 presenteras en översiktlig bild över de ingående momenten i varje analys.

Tabell 12: Översiktlig bild över de ingående momenten i varje analys

	Analys 1	Analys 2	Analys 3	Analys 4	Analys 5
3D- modell	X				
2D- modell		X	X	X	X
Modalanalys	X	X			
Direkt tidsintegration			X	X	X
Fjädrar				X	
Dashpot				X	X

4. Metod

4.4.1. Modalanalys för 2D- och 3D-modell

I den första delen av analysen gjordes en dynamisk analys för både 2D- och 3D-modellen med hjälp av modalanalys i Brigade/Plus. Första steget i analysen var att bestämma vilken utdata som skulle erhållas. Detta gjordes med ”step”-modulen i Brigade/Plus, där två steg definierades. Det första steget som definierades var egenvikten som för modalanalyser görs med funktionen ”static, linear perturbation”, vilket endast kan användas till linjära responser. Det andra steget är frekvensen där antal egenmoder och frekvenser av intresse specificeras. Storleken på elementen bestämdes utifrån konvergensanalys som diskuteras i Kapitel 4.4 och presenteras i Bilaga A- Konvergensstudie.

Analys av vertikala accelerationer gjordes genom att utveckla modellen för egenfrekvenser och introducera ”dynamic live load”-modulen. I denna modul implementeras trafiklasterna från designkoden TDOK 2016:0204 version 3 med TSFS 2018:57. Den utdata som är relevant för modellerna är de vertikala accelerationerna som uppstår i brodäcket, på grund av potentiell instabilitet i ballasten som uppstår vid för höga accelerationer. Även nedböjning i fältmitt samt förskjutning av ändskärm är av intresse.

För en dynamisk analys ska alla lastmodeller i HSLM kontrolleras för olika hastigheter för att hitta det ogynnsammaste fallet, enligt Kapitel 2.2.2. Detta är en väldigt tidskrävande process i Brigade/Plus och eftersom analysen är jämförande studerades endast en lastmodell med olika specifika hastighetsintervall för analyserna. Lastmodell HSLM-A10 valdes med ett hastighetsintervall inom 245–282,5 km/h beroende på analys för att fånga resonanshastigheten för båda modellerna. I stegdefinitionen väljs värden i tidsdomänen samt dämpning. Storleken på tidsstegen bestämdes utifrån konvergensanalys som diskuteras i Kapitel 4.4 och presenteras i Bilaga A- Konvergensstudie. Dämpningen ansätts till direkt dämpning på 0,5% för samverkansbroar enligt Tabell 2.

4.4.1.1. Analys 1

I den första analysen gjordes en modalanalys för 3D-modellen. I beräkningen togs alla frekvenser upp till 30 Hz i beaktning. Tidsperioden valdes till 7 och inkrementet till 0,0033. I analys 1 studerades egenfrekvenser, vertikala accelerationer i brodäcket samt deformation i både fältmitt samt av ändskärm. Syftet med analysen var att studera de tredimensionella effekterna av den dynamiska analysen och därmed kunna använda dess resultat som referens vid utveckling av 2D-modellen i analys 2.

4.4.1.2. Analys 2

I den andra analysen gjordes tre olika modalanalyser för 2D-modellen med varierande antal frekvenser i beaktning. I samtliga analyser i analys 2 användes tidsperioden 7 och inkrementet 0,0033. Syftet med den första analysen, analys 2, var att få 2D-modellens resultat att stämma överens med resultatet från analys 1. Därför togs i beräkningen alla frekvenser upp till 30 Hz i beaktning. I analys 2-100Hz samt 2-200Hz undersöktes frekvenser upp till 100 Hz respektive 200 Hz, för att närma sig resultatet i direkt tidsintegration där samtliga frekvenser tas i hänsyn. Precis som för analys 1 studerades egenfrekvenser, vertikala accelerationer i brodäcket, nedböjning i fältmitt samt utböjning av ändskärm i analys 2.

4.4.2. Direkt tidsintegration 2D-modell

I den andra delen av analysen gjordes dynamiska analyser för 2D-modellen med hjälp av direkt tidsintegration i Brigade/Plus. Modellen studerades för både med samt utan implementering av fjädrar/"dashpots". För modellen utan denna implementering var analysförfarandet liknande som för modalanalysen enligt Kapitel 4.4.1, med några få skillnader. Det första steget i "step-modulen för egenvikten definierades i direkt tidsintegration som "static, general". Detta innebär att varje generellt steg använder tillståndet för modellen från tidigare allmänna steg och kan därför användas för både linjära och icke-linjära responser.

4. Metod

I ”dynamic live load” modulen användes samma lastmodell och hastigheter som för modalanalysen. I tidsdomänen ansätts tidsperioden till 7 och inkrementstorleken till 0,0033 med maximalt 2500 antal inkrement för samtliga analyser. I direkt tidsintegration går det inte att ansätta direkt dämpning för hela modellen utan dämpningen måste istället specificeras som en materialegenskap. I modellen användes Rayleigh dämpning enligt Kapitel 3.1.3. Beräkning av Rayleigh dämpning gjordes med utgångspunkt från dämpningskvoten enligt Eurokods rekommendation för samverkansbroar, 0,5%. I modellen användes resultatet från de två första longitudinella bøjmoderna från analys 1 för att beräkna alfa och beta som ansattes till 0,235 respektive $8,4E^{-5}$. Beräkning av Rayleigh dämpning presenteras i Bilaga B- Rayleigh dämpning.

Implementering av fjädrar och dashpots vid ändskärmen syftar till att försöka efterlikna jordens dynamiska egenskaper för interaktion med ändskärmen. Det verkliga fyllningsmaterialet mot ändskärmen är okänt och behöver därför antas. Enligt [34] ska fyllning mot ändskärm utföras med antingen förstärkningslagermaterial, grovkrossad sprängsten, lättklinker eller cellplast. I modellen antas fyllningen utgöras av grovkrossad sprängsten.

Karakteristiska värdet på elasticitetsmodulen och densiteten väljs enligt [34].

Tvärkontraktionstalet valdes baserat på rekommendationer från [35]. I Tabell 13 presenteras materialdata som antagits för grovkrossad sprängsten. Beräkning av utbredningshastigheten för kompressionsvågor respektive skjuvvågor gjordes enligt Ekv. (25) och (26).

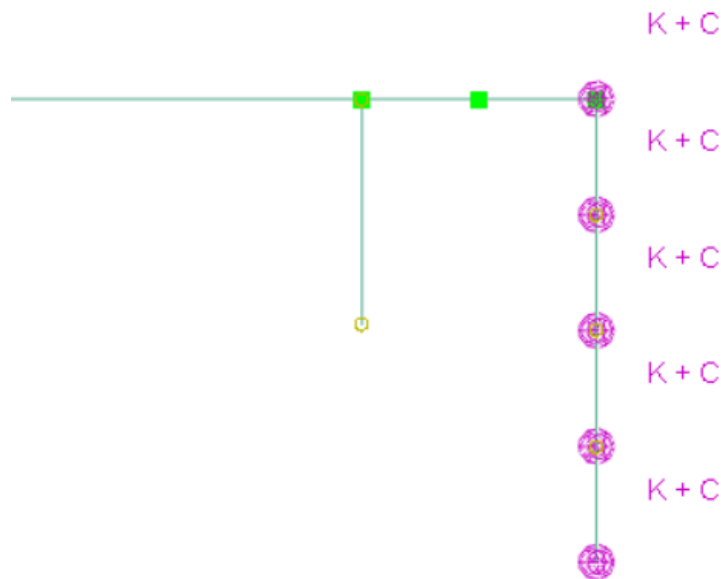
Tabell 13: Materialparametrar för jordmaterial, grovkrossad sprängsten

Materialparametrar	Värde	Enhet
Elasticitetsmodul, E	50	MPa
Densitet, ρ	2000	kg/m ³
Skjuvmodul, G	19	MPa
Tvärkontraktionstal, ν	0,3	
Hastighet kompressionsvåg, c_p	183,4	m/s
Hastighet skjuvvåg, c_s	98,1	m/s

För modellering av jord-bro interaktionen mellan ändskärm och jord har den förenklade Kelvin- Voigt modellen som finns presenterad i Kapitel 3.2.1 använts. Detta är baserat på att skjuvtöjningarna i jorden antas vara små. Enligt utredning i litteraturstudien kan därför jordens beteende antas vara linjärt. Interaktionen modellerades genom att ansätta jämnt fördelade fjädrar och dashpots i normal riktningen längs ändskärmens längd enligt Figur 44 där endast ena ändskärmen visas. Överföring av friktionskrafter mellan ändskärm och jord, det vill säga i ändskärmens tangentiella riktning, har inte tagits i beaktning i denna rapport. Beräkning av fjäderstyvhet i normal riktningen, k_n och dashpot-koefficient i normal riktningen, d_n , har gjorts enligt metod presenterad i [36] och redovisas i ekvationerna nedanför och presenteras i Bilaga D- Fjädrar och dashpots. H utgör höjden på ändskärmen och A utgör influensarean för varje fjäder och dashpot längs ändskärmen.

$$k_n = \frac{\pi}{\sqrt{2(1-\nu)}} * \frac{G}{H} * A_{influens} \quad (35)$$

$$d_n = \rho * \frac{3,4 * c_s}{\pi(1-\nu)} * A_{influens} \quad (36)$$



Figur 44: Implementering av fjädrar och dashpot på ändskärmen

4. Metod

4.4.2.1. *Analys 3*

I den tredje analysen gjordes två analyser i direkt tidsintegration för 2D-modellen. Båda dessa analyser gjordes utan implementering av fjädrar och dashpots. I analys 3 användes Rayleigh dämpning enligt Kapitel 3.1.3. Resultatet för vertikala accelerationer i brodäcket, nedböjning i fältmitt samt utböjning av ändskärm jämfördes med resultatet i 2-200Hz. I analys 3a utfördes en kalibrering av Rayleigh dämpningen för att försöka efterlikna resultatet i 2-200Hz. I vidare analyser används samma Rayleigh dämpning som i analys 3.

4.4.2.2. *Analys 4*

I den fjärde analysen gjordes parameterstudie för implementering av kombinerade fjädrar och dashpots i direkt tidsintegration för 2D-modellen. I analys 4 användes fjäderstyvheten och dashpot-koefficienten enligt metod i Kapitel 4.4.2. Resultatet av detta jämfördes med analys 3. I analys 4a undersöktes effekten på resultatet med halverade fjäderstyvheter och dashpot-koefficienter.

4.4.2.3. *Analys 5*

I den femte och sista analysen gjordes parameterstudie för implementering av endast dashpots i direkt tidsintegration för 2D-modellen. I analys 5 användes dashpot-koefficienten enligt metod i Kapitel 4.4.2. I analys 5a och 5b undersöktes effekten på resultatet med halverad respektive 10% av dashpot-koefficienten från analys 5.

5. Resultat och diskussion

I detta kapitel presenteras resultatet tillsammans med kommentarer från analyserna beskrivna i Kapitel 4. I varje avsnitt beskrivs resultatet från respektive analys, emellertid kan diskussionen i varje kapitel inkludera jämförelser mellan analyserna. I analyserna har olika hastighetsintervall studerats och skalan i diagrammen kan variera för att lättare kunna urskilja trender. Endast det största absolutbeloppet för varje hastighet har tagits i beaktning. I analys 4 och 5 tas jord-bro interaktionen mellan ändskärm och jord i beaktning. En sammanfattning i tabellform över samtliga analyser presenteras i Kapitel 5.6.

5.1. Analys 1

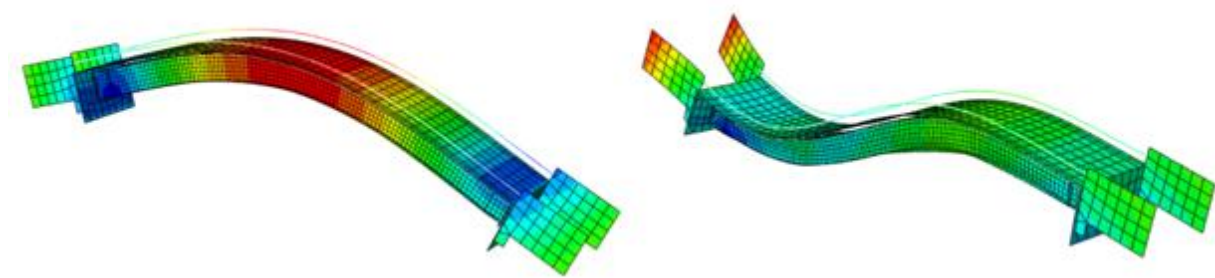
I detta avsnitt presenteras resultatet från analys 1 i nedanstående figurer, diagram och tabeller som avslutas med en efterföljande diskussion. Beskrivning av modellen och analysen som används presenteras i Kapitel 4. Indata och förutsättningar för analyserna presenteras i Tabell 14 där grön markering utgör analys 1.

Tabell 14: Indata och förutsättningar för analys 1

Analys	1	2	2-100	2-200	3	3a	4	4a	5	5a	5b
	30Hz	30Hz	Hz	Hz							
Analysmetod	Mod. 3D	Mod. 2D	Mod. 2D	Mod. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D
Fjäderstyvhet (MN/m)	-	-	-	-	-	-	70,72	35,36	-		-
Dashpot koeff. (MN/m)	-	-	-	-	-	-	1,38	0,69	1,38	0,69	0,138
Rayleigh alfa	-	-	-	-	0,235	0,212	0,235	0,235	0,235	0,235	0,235
Rayleigh beta	-	-	-	-	8,4E ⁻⁵	7,6E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵

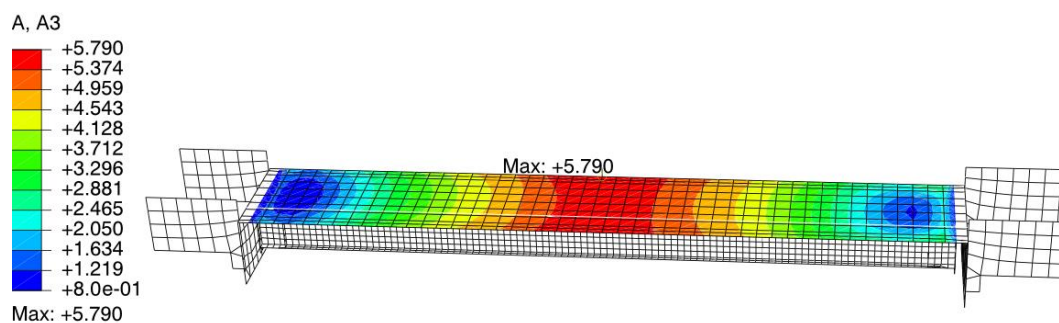
Det erhållna resultatet från beräkningen av egenfrekvenser för 3D-modellen presenteras i Figur 45. Endast resultatet från de två första longitudinella böjmoderna har tagits med för att kunna jämföra med resultatet från 2D-modellen presenterad i Kapitel 5.2. Egenfrekvenserna beräknades till 5,139 Hz respektive 13,750 Hz.

5. Resultat och diskussion



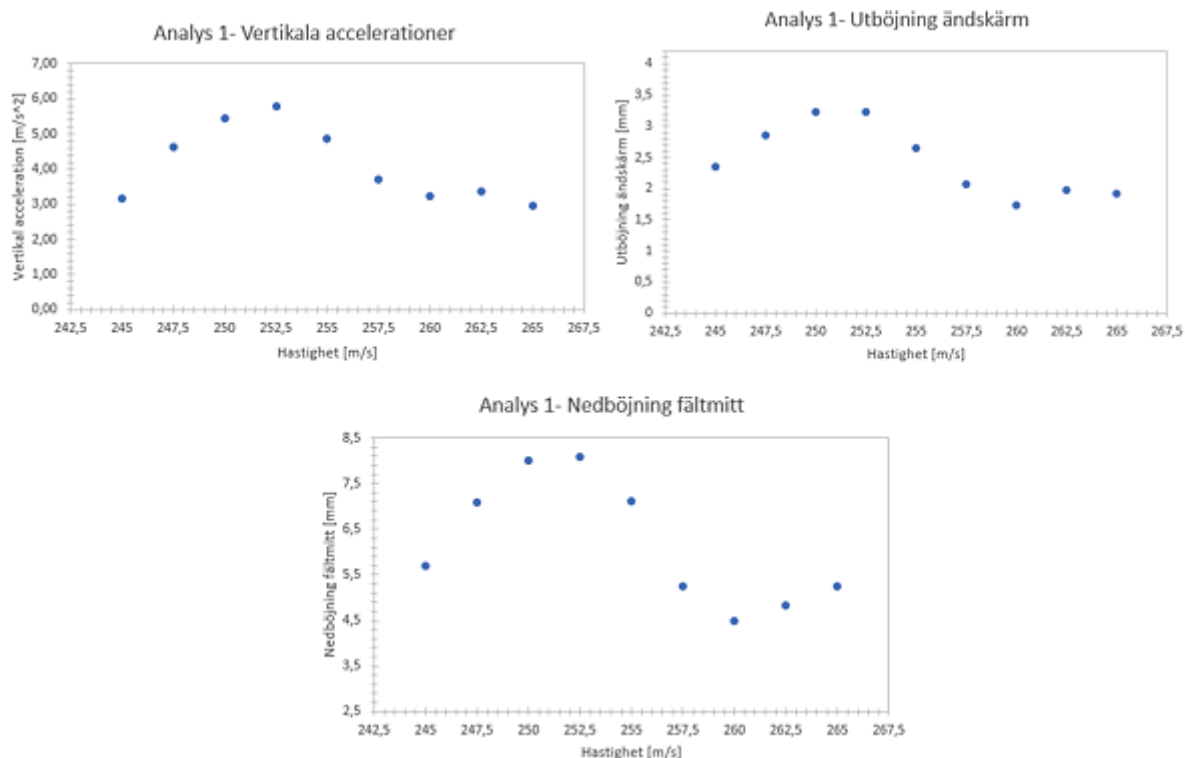
Figur 45: Första respektive andra longitudinella böjmoderna för 3D-modellen: 5,139 Hz och 13,750 Hz

För beräkning av vertikala accelerationer studerades endast brodäcket för bland annat potentiell risk för instabilitet i ballasten vid för höga accelerationer. Eftersom beräkningen endast är gjord för ett visst hastighetsintervall och för en specifik lastmodell kan det finnas andra hastighetsintervall och lastmodeller som resulterar i en högre vertikal acceleration. Den största vertikala accelerationen för 3D-modellen uppstår i fältmitt och fås vid hastigheten 252,5 km/h och blir 5,790 m/s² enligt Figur 46.



Figur 46: Maximal vertikal acceleration [m/s²] i brodäcket för analys 1

Förutom vertikala accelerationer studerades även utböjning av ändskärm samt nedböjning i fältmitt. Resultat för hastighetsintervall 245–265 km/h presenteras i Figur 47 och i Tabell 15. Den största utböjningen av ändskärmen samt nedböjningen i fältmitt uppstår vid hastigheten 252,5 km/h, vilket resulterar i en utböjning på 3,228 mm respektive en nedböjning på 8,095 mm.



Figur 47: Vertikal acceleration, utböjning av ändskärm samt nedböjning fältmitt för hastigheten 245-265km/h för analys 1

Tabell 15: Vertikal acceleration, utböjning av ändskärm samt nedböjning fältmitt för hastigheten 245–265 km/h för analys 1

Hastighet [km/h]	Acceleration [m/s^2]	Utböjning ändskärm [mm]	Nedböjning fältmitt [mm]
245	3,16	2,357	5,694
247,5	4,64	2,851	7,073
250	5,46	3,223	8,017
252,5	5,79	3,228	8,095
255	4,85	2,646	7,105
257,5	3,70	2,073	5,239
260	3,23	1,727	4,475
262,5	3,37	1,975	4,818
265	2,97	1,924	5,246

Den största vertikala accelerationen som beräknades för analys 1 var $5,79 m/s^2$. Detta överstiger med marginal Eurokods gränsvärden på $3,5 m/s^2$ (ballast) samt $5 m/s^2$ (utan ballast). Detta visar på att det finns svårigheter att uppfylla de dynamiska kraven för samverkansbroar av denna sort. Beräkning av utböjning av ändskärm samt nedböjning i fältmitt visar på att det uppstår rörelser i konstruktionen vid passage av tåg. Dessa rörelser får

5. Resultat och diskussion

i modellen svänga fritt. I verkligheten finns det interaktioner som inte tagits i beaktning, bland annat omkringliggande massor som kommer att hanteras i modellerna i kommande analyser 4 och 5.

5.2. Analys 2

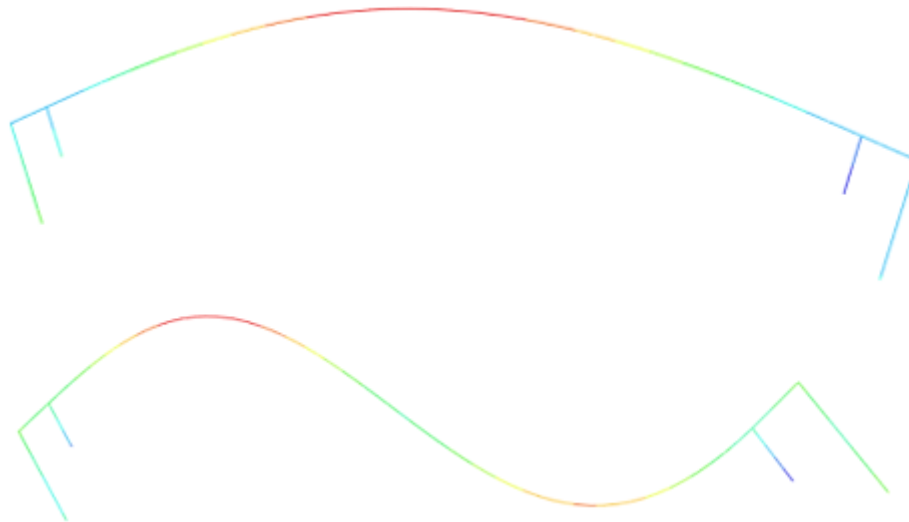
I detta avsnitt presenteras resultatet från analys 2 i nedanstående figurer, diagram och tabeller som avslutas med en efterföljande diskussion. Beskrivning av modellen och analysen som används presenteras i Kapitel 4. Indata och förutsättningar för analyserna presenteras i Tabell 16 där grön markering utgör analys 2.

Tabell 16: Indata och förutsättningar för analys 2

Analys	1 30Hz	2 30Hz	2-100 Hz	2-200 Hz	3	3a	4	4a	5	5a	5b
Analysmetod	Mod. 3D	Mod. 2D	Mod. 2D	Mod. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D
Fjäderstyvhet (MN/m)	-	-	-	-	-	-	70,72	35,36	-	-	-
Dashpot koeff. (MN/m)	-	-	-	-	-	-	1,38	0,69	1,38	0,69	0,138
Rayleigh alfa	-	-	-	-	0,235	0,212	0,235	0,235	0,235	0,235	0,235
Rayleigh beta	-	-	-	-	8,4E ⁻⁵	7,6E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵

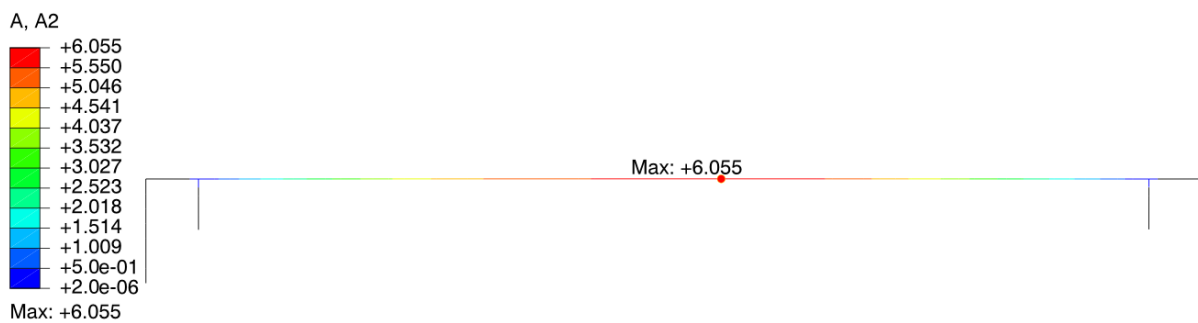
Analys 2 består av tre olika analyser som utgörs av analys 2, analys 2-100Hz samt analys 2-200Hz. Skillnaden mellan analyserna är antalet frekvenser som tas med, enligt Kapitel 4.4.1.2. Det erhållna resultatet från beräkningen av egenfrekvenser för 2D-modellen presenteras i Figur 48. Endast resultatet från de två första longitudinella böjmoderna har tagits med för att kunna jämföra med resultatet från 3D-modellen presenterad i Kapitel 5.1. Egenfrekvenserna beräknades till 5,31 Hz respektive 18,03 Hz.

5. Resultat och diskussion

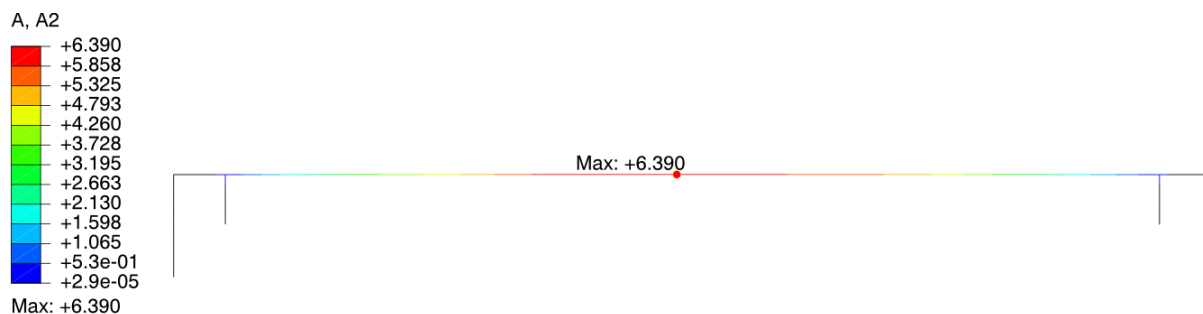


Figur 48: Första och andra longitudinella böjmoderna för 2D-modellen, 5,31 Hz respektive 18,03 Hz

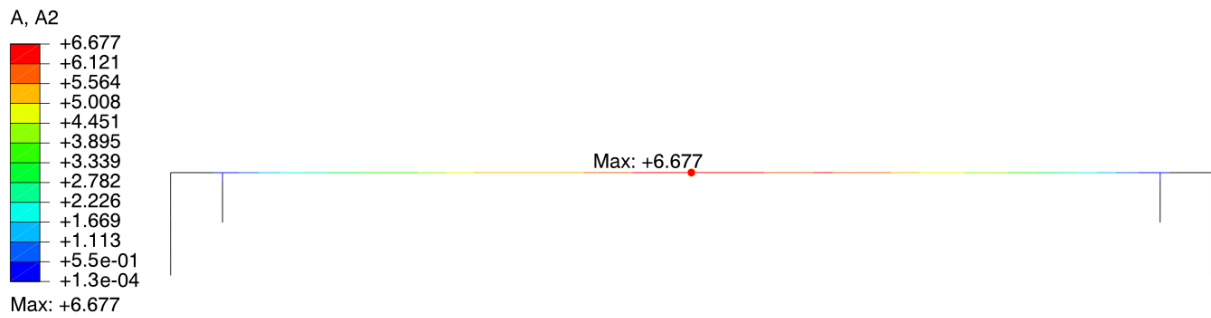
Beräkning av vertikala accelerationer gjordes i brodäcket enligt Figur 49-Figur 51. Maximala accelerationerna för analys 2 till och med analys 2-200Hz presenteras i respektive ordning. För analys 2 blev den största accelerationen $6,055 \text{ m/s}^2$. Analys 2-100Hz hade en acceleration på $6,390 \text{ m/s}^2$. Båda dessa analyser uppnår denna acceleration vid 260 km/h. För analys 2-200Hz däremot blir den vertikala accelerationen som störst vid 257,5 km/h, $6,677 \text{ m/s}^2$.



Figur 49: Maximal vertikal acceleration [m/s^2] i brodäcket för analys 2

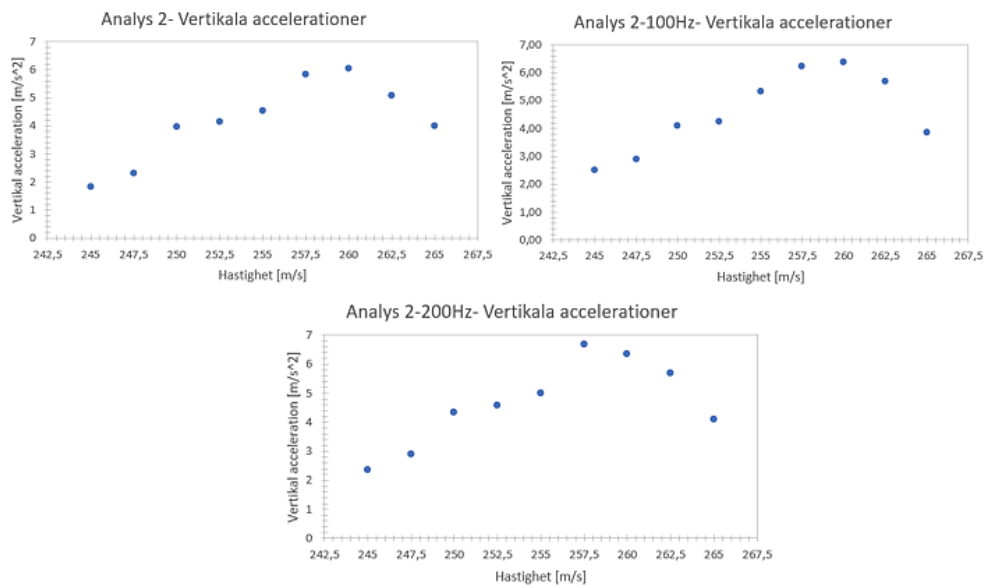


Figur 50: Maximal vertikal acceleration [m/s^2] i brodäcket för analys 2-100Hz



Figur 51: Maximal acceleration [m/s^2] i brodäcket för analys 2-200Hz

I nedanstående diagram samt tabell presenteras trenden för de vertikala accelerationerna inom hastighetsintervallet 245–265 km/h för analys 2 till och med analys 2-200Hz.



Figur 52: Vertikal acceleration för hastigheten 245-265km/h för analys 2, analys 2-100Hz samt analys 2-200Hz

5. Resultat och diskussion

Tabell 17: Vertikal acceleration för hastigheten 245-265km/h för analys 2, analys 2-100Hz samt analys 2-200Hz

Hastighet [km/h]	Acceleration Analys 2 [m/s ²]	Acceleration Analys 2-100Hz [m/s ²]	Acceleration Analys 2-200Hz [m/s ²]
245	1,82	2,51	2,35
247,5	2,32	2,88	2,91
250	3,97	4,09	4,33
252,5	4,15	4,24	4,58
255	4,53	5,32	5,00
257,5	5,83	6,25	6,68
260	6,05	6,39	6,37
262,5	5,09	5,70	5,68
265	3,98	3,86	4,09

Utböjning av ändskärmen samt nedböjning i fältmitt presenteras för samtliga hastigheter inom intervallet 245–265 km/h för analys 2- analys 2-200Hz i Tabell 18.

Tabell 18: Utböjning ändskärm samt nedböjning fältmitt för hastigheten 245–265 km/h för analys 2, 2-100Hz samt 2-200Hz

Hastighet [km/h]	Utböjning ändskärm Analys 2 [mm]	Nedböjning fältmitt Analys 2 [mm]	Utböjning ändskärm Analys 2- 100Hz [mm]	Nedböjning fältmitt Analys 2- 100Hz [mm]	Utböjning ändskärm Analys 2- 200Hz [mm]	Nedböjning fältmitt Analys 2- 200Hz [mm]
245	1,79	3,303	1,772	3,286	1,774	3,287
247,5	1,815	3,283	1,776	3,266	1,778	3,267
250	2,18	3,943	2,148	3,933	2,149	3,934
252,5	2,787	5,075	2,765	5,059	2,767	5,06
255	3,433	6,466	3,412	6,448	3,415	6,449
257,5	3,978	7,464	3,964	7,467	3,965	7,468
260	4,011	7,771	4,018	7,776	4,018	7,776
262,5	3,628	7,117	3,636	7,121	3,636	7,122
265	2,851	5,555	2,852	5,566	2,853	5,565

I analys 2 skapades en 2D-modell med syftet att efterlikna beteendet av 3D-modellen. I jämförelse av egenfrekvenser mellan analys 1 och analys 2 så överensstämmer första böjmoden relativt väl med frekvenser på 5,14 Hz respektive 5,31 Hz. För den andra böjmoden blev skillnaden något större med frekvenser på 13,75 Hz respektive 18,03 Hz. Det finns svårigheter att få en 2D-modell att stämma exakt överens med en 3D-modell eftersom det är just en förenkling och att det därmed kan försvinna vissa effekter. I 3D-modellen varierar brodäckets tvärsnitt över längden, vilket inte beaktats i 2D-modellen. I 2D-modellen är dessutom samtidigt all massa och styvhet koncentrerad längs en linje, vilket också skulle kunna bidra till avvikelser. För konstruktionen finns många egenfrekvenser, men av störst intresse är oftast den första longitudinella böjmoden då den ofta är mest kritisk då den nås först. Ett liknande resultat för första egenfrekvensen mellan modellerna kan därför ge en bra indikation på att översättningen är tillförlitlig.

För analys 1 visade sig att den största vertikala accelerationen uppnåddes vid resonanshastigheten 252,5 km/h och blir 5,79 m/s². För analys 2 är resonanshastigheten förskjutet till 260 km/h och accelerationen blir 6,05 m/s². Skillnaden mellan modellerna är alltså relativt liten i detta avseende. Förskjutningen i hastighet och skillnaden i acceleration kan bland annat förklaras med att det finns en viss skillnad i massa och styvhet mellan modellerna, vilket också visade sig i beräkningen av egenfrekvenser. Vid jämförelse av utböjning av ändskärm samt nedböjning i fältmitt fås också väldigt snarlika resultat för motsvarande resonanshastigheter. Utböjningen av ändskärmen är något mindre för analys 1 än analys 2, men samtidigt är nedböjningen i fältmitt något större. En eventuell förklaring på detta kan vara på sättet som upplagen är modellerade på för 2D-modellen. Med väldigt styva element för att hantera excentriciteten för upplagen finns möjligheten att spannlängden blir något kortare för 2D-modellen än för 3D-modellen, vilket därför kan förklara varför nedböjningen i fältmitt blir större och utböjningen vid ändskärm blir mindre för analys 1.

I analys 2 har frekvenser upp till 30 Hz tagits i beaktning. I både analys 2-100Hz samt analys 2-200Hz har istället frekvenser upp till 100 Hz respektive 200 Hz undersökts för att utreda vilken effekt som högre frekvenser har på resultatet. Enligt Kapitel 2.2.2 behöver endast den största av böjningsmoder upp till 30 Hz, första egenfrekvensen multiplicerat med 1,5 eller tredje egenfrekvensen tas med. Beräkningar i detta fall visar på att även frekvenser över 30 Hz kan ge en viss ökning av vertikala accelerationer. Ökningen är dock relativt liten och den tilltagande beräkningstiden kontra noggrannheten i resultatet anses inte befogat. För utböjning

5. Resultat och diskussion

av ändskärm och nedböjning i fältmitt påverkar en ökning av antal frekvenser inte resultatet något nämnvärt.

5.3. Analys 3

I detta avsnitt presenteras resultatet från analys 3 i nedanstående figurer, diagram och tabeller som avslutas med en efterföljande diskussion. Beskrivning av modellen och analysen som används presenteras i Kapitel 4. Indata och förutsättningar för analyserna presenteras i Tabell 19 där grön markering utgör analys 3.

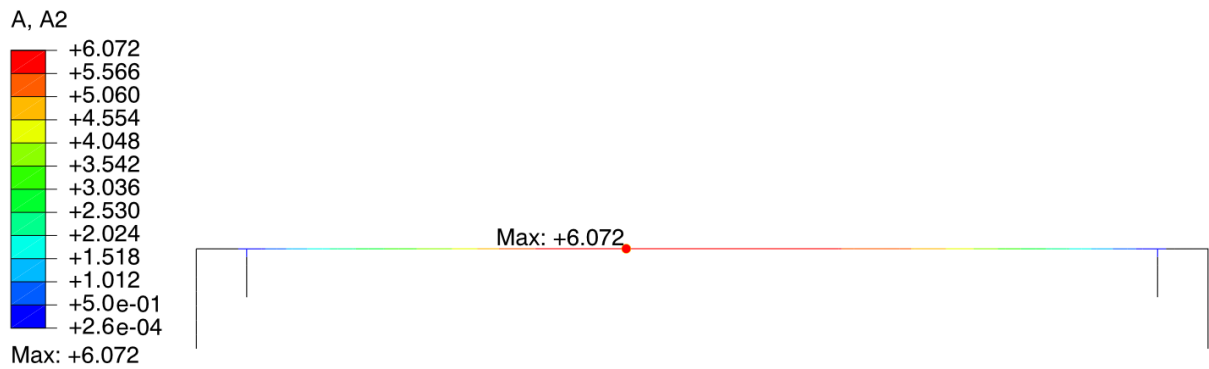
Tabell 19: Indata och förutsättningar för analys 3

Analyser	1 30Hz	2 30Hz	2-100 Hz	2-200 Hz	3	3a	4	4a	5	5a	5b
Analysmetod	Mod. 3D	Mod. 2D	Mod. 2D	Mod. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D
Fjäderstyvhet (MN/m)	-	-	-	-	-	-	70,72	35,36	-	-	-
Dashpot koeff. (MNs/m)	-	-	-	-	-	-	1,38	0,69	1,38	0,69	0,138
Rayleigh alfa	-	-	-	-	0,235	0,212	0,235	0,235	0,235	0,235	0,235
Rayleigh beta	-	-	-	-	8,4E ⁻⁵	7,6E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵

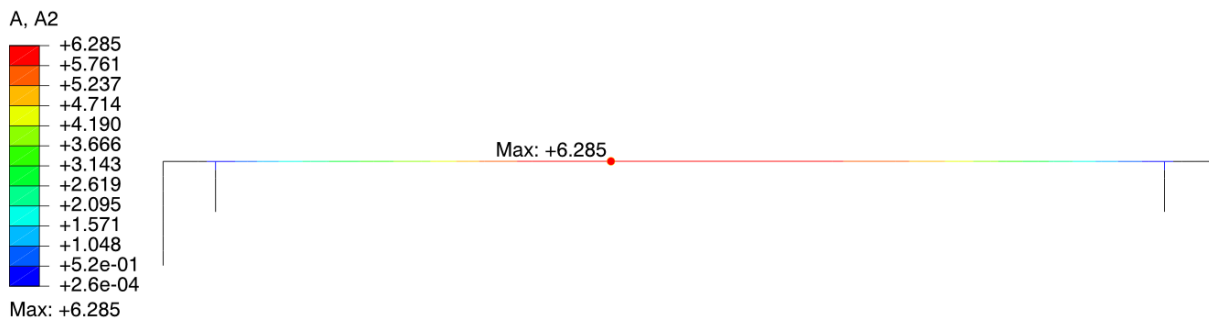
Analys 3 delas upp i två delar som benämns analys 3 och analys 3a. Analyserna görs med analysmetoden direkt tidsintegration för få ett liknande resultat som analys 2 där beräkningen är gjord med modalanalys. För analys 3 används Rayleigh dämpning enligt metod med utvärdering av egenfrekvenser. För analys 3a gjordes däremot en kalibrering av Rayleigh dämpningen för att undersöka effekten av denna mot resultatet i analys 2.

Maximala accelerationerna för analys 3 och analys 3a presenteras i respektive ordning i Figur 53-Figur 54. För analys 3 blev den största accelerationen 6,072 m/s². Analys 3a hade en acceleration på 6,285 m/s². Båda dessa analyser uppnår denna acceleration vid 260 km/h. I Figur 55 presenteras trenden för de vertikala accelerationerna inom hastighetsintervallet 252,5–265 km/h för analys 3 samt 3a.

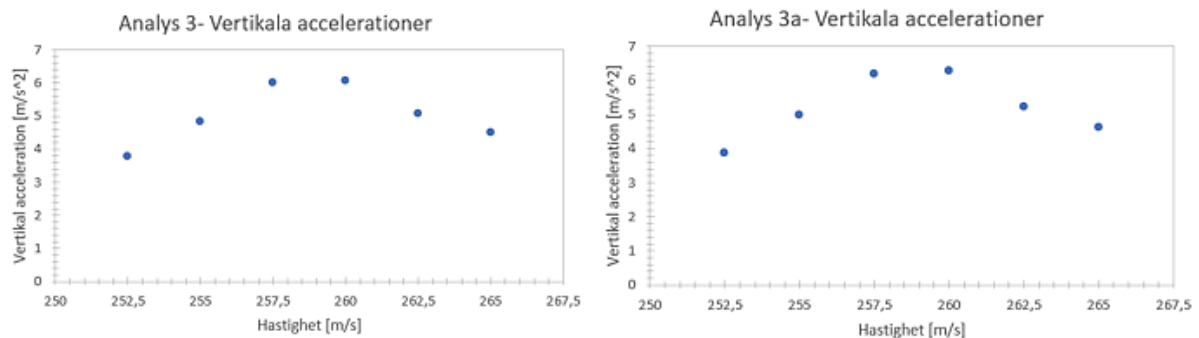
5. Resultat och diskussion



Figur 53: Maximal acceleration [m/s²] i brodäcket för analys 3



Figur 54: Maximal acceleration [m/s²] i brodäcket för analys 3a



Figur 55: Vertikal acceleration för hastigheten 252,5-265km/h för analys 3, analys 3a

Vertikala accelerationer, utböjning av ändskärmen samt nedböjning i fältmitt presenteras för samtliga hastigheter inom intervallet 245–265 km/h för analys 3 och analys 3a i Tabell 20. Fetmarkerade tal visar högsta värdet i intervallet.

Tabell 20: Vertikal acceleration, utböjning av ändskärm samt nedböjning fältmitt för hastigheten 252,5–265 km/h för analys 3 och analys 3a

Hastighet [km/h]	Acceleration Analys 3 [m/s ²]	Acceleration Analys 3a [m/s ²]	Utböjning ändskärm Analys 3 [mm]	Utböjning ändskärm Analys 3a [mm]	Nedböjning fältmitt Analys 3 [mm]	Nedböjning fältmitt Analys 3a [mm]
252,5	3,774	3,872	2,799	2,834	5,242	5,314
255	4,83	4,974	3,505	3,576	6,593	6,728
257,5	6,014	6,207	3,999	4,094	7,572	7,739
260	6,072	6,285	4,017	4,111	7,78	7,958
262,5	5,066	5,228	3,571	3,651	6,989	7,135
265	4,511	4,635	2,747	2,781	5,345	5,423

I analys 3 användes analysmetoden direkt tidsintegration istället för modalanalys. I modalanalysen väljs hur många frekvenser som ska tas med medan i direkt tidsintegration så hanteras alla frekvenser. Detta betyder att resultatet från modalanalysen borde konvergera mot resultatet i direkt tidsintegration, desto fler frekvenser som tas med. Den stora utmaningen är att ansätta motsvarande dämpning för båda analysmetoderna. I modalanalys kan ett värde för direkt dämpning ansättas för hela konstruktionen. I direkt tidsintegration måste alternativ dämpning ansättas och i detta fall har Rayleigh dämpning valts. Rayleigh dämpningen är dock inte konstant över alla frekvenser, varav det är viktigt att ansätta en Rayleigh dämpning som efterliknar direkt dämpningen i de frekvenser som har störst betydelse för konstruktionens beteende, vilket ofta är de första egenfrekvenserna.

I jämförelse mellan analys 2-200Hz och analys 3 visas det på väl överensstämmelse på resultatet från både utböjning av ändskärm samt nedböjning av fältmitt. Den vertikala accelerationen skiljer sig något mellan analyserna, 6,68 m/s² för analys 2-200Hz och 6,07 m/s² för analys 3. Denna skillnad kan delvis ha att göra med skillnader i vald Rayleigh dämpning och direkt dämpning. I analys 3a gjordes kalibrering av Rayleigh dämpningen genom att minska dämpningen med 0,05%. Detta resulterade i både högre vertikal acceleration som närmade sig värdet för analys 2-200Hz, men samtidigt ökade det också utböjningen av ändskärmen samt nedböjningen av fältmitt till ett värde längre ifrån analys 2-200Hz.

5. Resultat och diskussion

Skillnaden mellan analys 2-200Hz och analys 3 kan delvis även vara på grund av att det krävs finare "mesh" i modellen för direkt tidsintegration. Generellt så krävs det finare "mesh" desto fler frekvenser som beaktas. Vid undersökning av finare "mesh" för analys 3 visar sig att den vertikala accelerationen närmar sig det värdet för analys 2-200Hz samtidigt som utböjning av ändskärm samt nedböjning i fältmitt endast får en väldigt liten förändring. På grund av den stora tidsmässiga kostnaden för beräkningen med finare elementindelning har detta inte beaktats.

5.4. Analys 4

I detta avsnitt presenteras resultatet från analys 4 i nedanstående figurer, diagram och tabeller som avslutas med en efterföljande diskussion. Beskrivning av modellen och analysen som används presenteras i Kapitel 4. Indata och förutsättningar för analyserna presenteras i Tabell 21 där grön markering utgör analys 4.

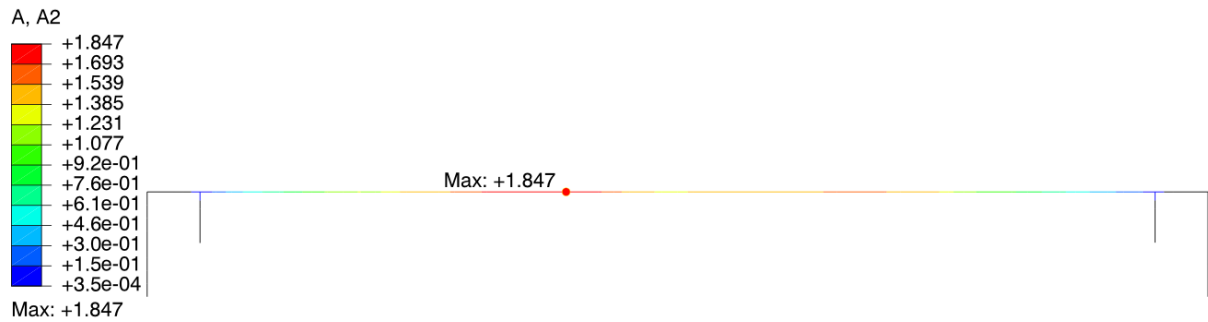
Tabell 21: Indata och förutsättningar för analys 4

Analys	1 30Hz	2 30Hz	2-100 Hz	2-200 Hz	3	3a	4	4a	5	5a	5b
Analysmetod	Mod. 3D	Mod. 2D	Mod. 2D	Mod. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D
Fjäderstyvhets (MN/m)	-	-	-	-	-	-	70,72	35,36	-	-	-
Dashpot koeff. (MNs/m)	-	-	-	-	-	-	1,38	0,69	1,38	0,69	0,138
Rayleigh alfa	-	-	-	-	0,235	0,212	0,235	0,235	0,235	0,235	0,235
Rayleigh beta	-	-	-	-	8,4E ⁻⁵	7,6E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵

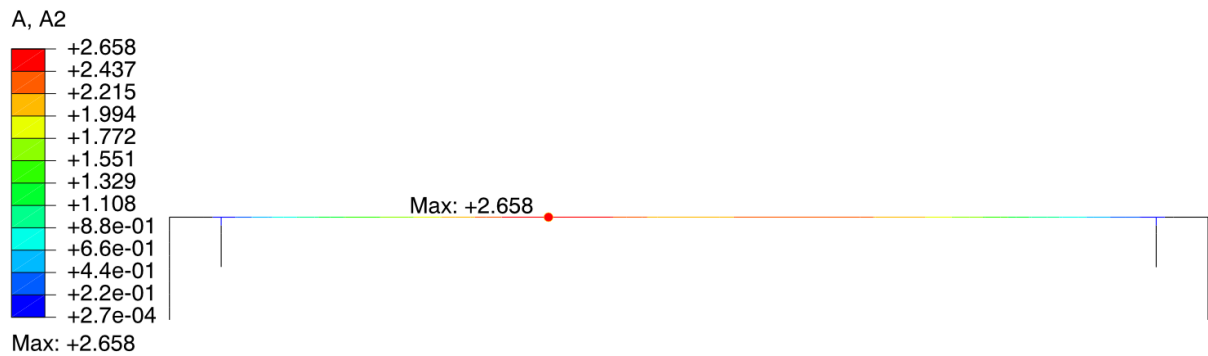
Analys 4 delas upp i två delar som benämns analys 4 och analys 4a. Analyserna görs med analysmetoden direkt tidsintegration med implementering av både fjädrar och dashpots vid ändskärmarna. För analys 4 används fjäderstyvheter och dashpot-koefficienter enligt metod i Kapitel 4.4.2 och beräkning i Bilaga D- Fjädrar och dashpots. För analys 4a undersöks effekten av att halvera storheterna på fjäderstyvhets och dashpot-koefficienten.

Maximala accelerationerna för analys 4 och analys 4a presenteras i respektive ordning i Figur 56-Figur 57. För analys 4 blev den största accelerationen 1,85 m/s², vilket inträffar vid hastigheten 280 km/h. Analys 4a hade som störst acceleration vid hastigheten 270 km/h, med 6,285 m/s².

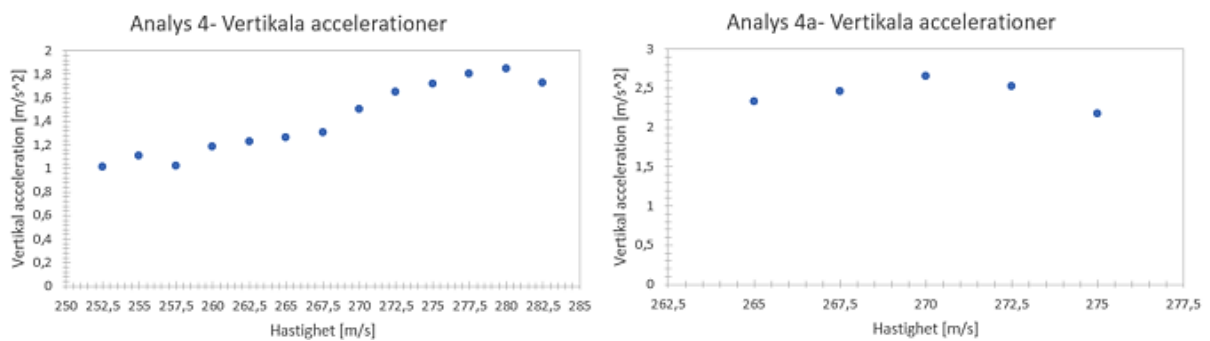
5. Resultat och diskussion



Figur 56: Maximal acceleration [m/s²] i brodäcket för analys 4



Figur 57: Maximal acceleration [m/s²] i brodäcket för analys 4a



Figur 58: Vertikal acceleration för hastigheten 252,5–282,5 km/h för analys 4 samt hastighet 265–275 km/h för analys 4a

Vertikala accelerationer, utböjning av ändskärmen samt nedböjning i fältmitt presenteras för samtliga hastigheter inom intervallet 252,5–282,5 km/h för analys 4 och samtliga hastigheter inom intervallet 265–275 km/h för analys 4a i Tabell 22. Fetmarkerade tal visar högsta värdet i intervallet.

Tabell 22: Vertikal acceleration, utböjning av ändskärm samt nedböjning fältmitt för hastigheten 252,5–282,5 km/h för analys 4 och analys 4a

Hastighet [km/h]	Acceleration Analys 4 [m/s ²]	Acceleration Analys 4a [m/s ²]	Utböjning ändskärm Analys 4 [mm]	Utböjning ändskärm Analys 4a [mm]	Nedböjning fältmitt Analys 4 [mm]	Nedböjning fältmitt Analys 4a [mm]
252,5	1,012		1,374		2,708	
255	1,103		1,381		2,709	
257,5	1,023		1,397		2,742	
260	1,185		1,413		2,777	
262,5	1,226		1,436		2,832	
265	1,262	2,326	1,458	1,976	2,904	3,94
267,5	1,307	2,462	1,493	2,009	3,002	4,13
270	1,5	2,658	1,529	2,053	3,115	4,179
272,5	1,646	2,526	1,555	2,022	3,247	4,134
275	1,715	2,179	1,563	1,921	3,329	3,967
277,5	1,804		1,596		3,404	
280	1,847		1,615		3,436	
282,5	1,727		1,626		3,453	

I analys 4 undersöktes vilken effekt jord-bro interaktionen mellan ändskärm och omkringliggande massor har på den vertikala accelerationen i brodäcket, samt utböjning och nedböjning av ändskärm respektive fältmitt. Detta gjordes genom implementering av parallella horisontella fjädrar och dashpots längs ändskärmens höjd. Det finns svårigheter att beräkna och modellera denna effekt på ett korrekt sätt på grund av många osäkerheter. Bland annat hur väl packad jorden är mot ändskärmen samt vilken kvalitet jorden och dess egenskaper har.

Enligt den metod som har valts i analys 4 så uppvisas stora effekter för responsen på bron genom implementering av jord-bro interaktion. Genom implementering av fjädrar ges också en ökad styvhet till bron, vilket resulterar i en förskjutning av resonanshastigheten. För analys 4 blev resonanshastigheten 280 km/h där en vertikal acceleration på 1,85 m/s² kunde beräknas. Med denna minskning klaras kravet på 3,5 m/s² för spår med ballast enligt Eurokod inom undersökt hastighetsintervall. I analys 4a undersöktes effekten av att använda halva

5. Resultat och diskussion

fjäderstyvheten och dashpot-koefficienten. Resultatet av detta är en resonanshastighet som ligger mellan resultatet från analys 3 och analys 4 samt en vertikal acceleration på $2,66 \text{ m/s}^2$ som även denna klarar kravet från Eurokod i detta hastighetsintervall. Förutom förändring av vertikala accelerationer så påverkas även utböjning och nedböjning av ändskärm respektive fältmitt för båda analyserna. Vad resultatet visar så ger styvheten från fjädrarna samt dämpningen från dashpot mindre rörelse i både ändskärmen och i fältmitt. Mindre utböjning och nedböjning leder i detta fall till mindre vertikal acceleration.

5.5. Analys 5

I detta avsnitt presenteras resultatet från analys 5 i nedanstående figurer, diagram och tabeller som avslutas med en efterföljande diskussion. Beskrivning av modellen och analysen som används presenteras i Kapitel 4. Indata och förutsättningar för analyserna presenteras i Tabell 23 där grön markering utgör analys 5.

Tabell 23: Indata och förutsättningar för analys 5

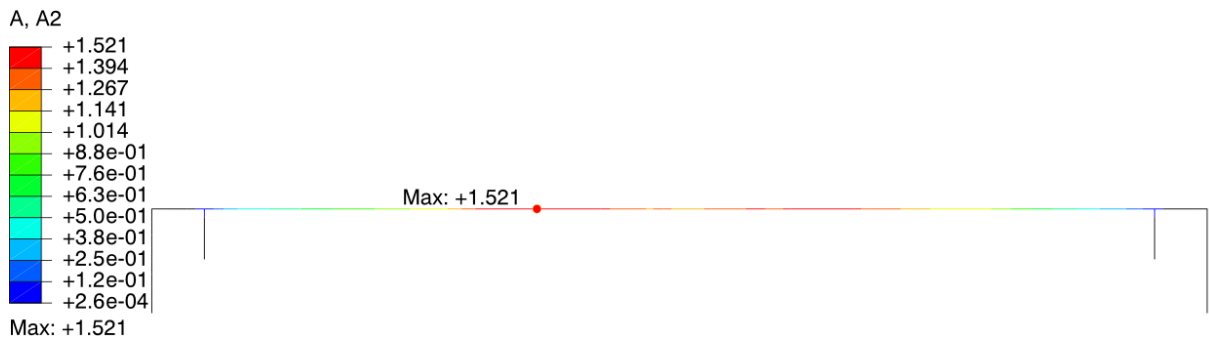
Analyser	1 30Hz	2 30Hz	2-100 Hz	2-200 Hz	3	3a	4	4a	5	5a	5b
Analysmetod	Mod. 3D	Mod. 2D	Mod. 2D	Mod. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D
Fjäderstyvhet (MN/m)	-	-	-	-	-	-	70,72	35,36	-	-	-
Dashpot koeff. (MNs/m)	-	-	-	-	-	-	1,38	0,69	1,38	0,69	0,138
Rayleigh alfa	-	-	-	-	0,235	0,212	0,235	0,235	0,235	0,235	0,235
Rayleigh beta	-	-	-	-	8,4E ⁻⁵	7,6E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵

Analys 5 består av tre olika analyser som består av analys 5, analys 5a samt analys 5b.

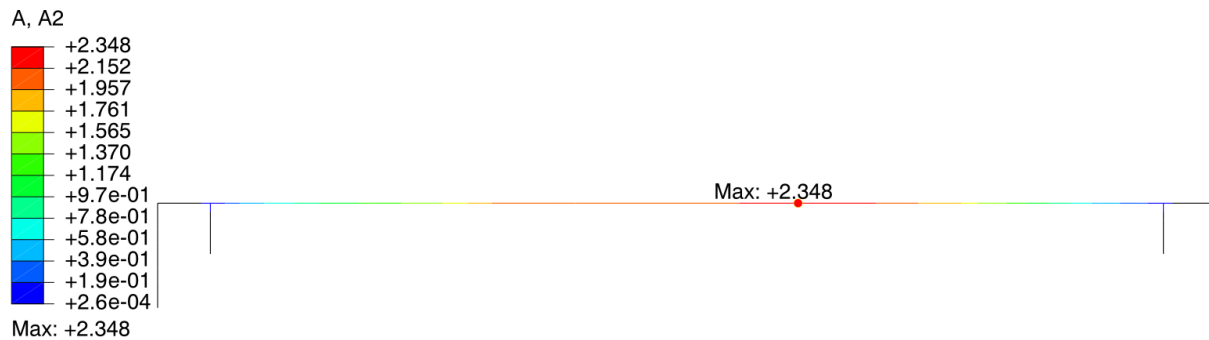
Analyserna görs med analysmetoden direkt tidsintegration med implementering av endast dashpots vid ändskärmarna. För analys 5 används dashpot-koefficienter enligt metod i Kapitel 4.4.2 och beräkning i Bilaga D- Fjädrar och dashpots. För analys 5a och analys 5b undersöks effekten av att halvera storheterna på dashpot-koefficienten respektive undersöka effekten av att använda 10% av den beräknade dashpot-koefficienten.

Maximala accelerationerna för analys 5 till och med analys 5b presenteras i respektive ordning i Figur 59-Figur 61. För analys 5 blev den största accelerationen 1,52 m/s² vid hastigheten 260 km/h. För både analys 5a och analys 5b uppnåddes den största accelerationen vid hastigheten 257,5 med värdena 2,35 m/s² respektive 4,60 m/s².

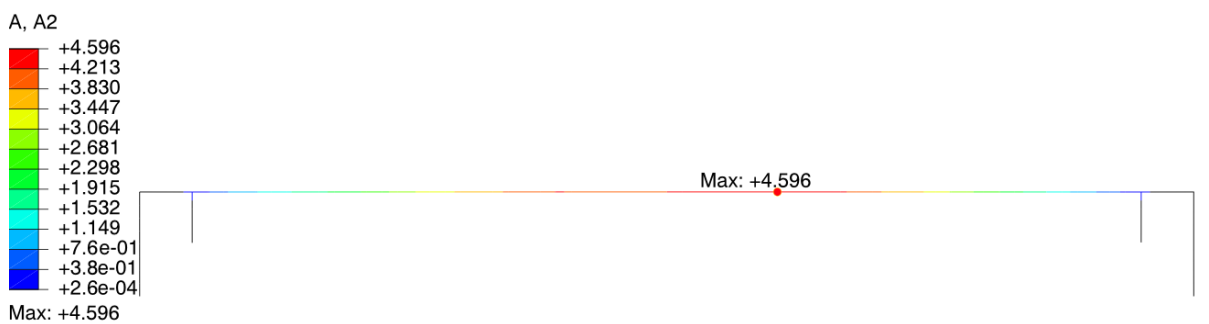
5. Resultat och diskussion



Figur 59: Maximal vertikal acceleration [m/s²] i brodäcket för analys 5

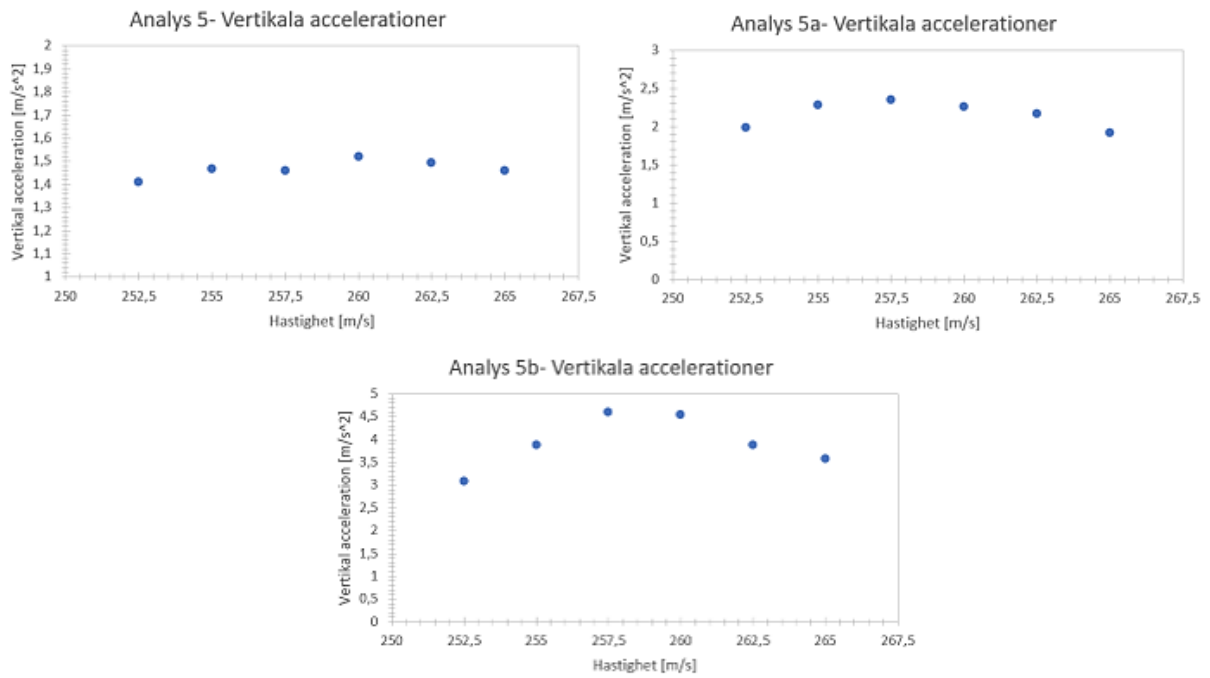


Figur 60: Maximal vertikal acceleration [m/s²] i brodäcket för analys 5a



Figur 61: Maximal vertikal acceleration [m/s²] i brodäcket för analys 5b

I nedanstående diagram samt tabell presenteras trenden för de vertikala accelerationerna inom hastighetsintervallet 252,5–265 km/h för analys 5 till och med analys 5b.



Figur 62: Vertikal acceleration för hastigheten 252,5-265km/h för analys 5, analys 5a samt analys 5b

Tabell 24: Vertikal acceleration för hastigheten 252,5-265km/h för analys 5, analys 5a samt analys 5b

Hastighet [km/h]	Acceleration Analys 5 [m/s ²]	Acceleration Analys 5a [m/s ²]	Acceleration Analys 5b [m/s ²]
252,5	1,411	1,989	3,09
255	1,466	2,279	3,874
257,5	1,461	2,348	4,596
260	1,521	2,258	4,538
262,5	1,492	2,168	3,868
265	1,461	1,921	3,572

Utböjning av ändskärmen samt nedböjning i fältmitt presenteras för samtliga hastigheter inom intervallet 252,5–265 km/h för analys 5- analys 5b i Tabell 25.

5. Resultat och diskussion

Tabell 25: Utböjning ändskärm samt nedböjning fältmitt för hastigheten 252,5–265 km/h för analys 5, 5a samt 5b

Hastighet [km/h]	Utböjning	Nedböjning	Utböjning	Nedböjning	Utböjning	Nedböjning
	ändskärm	fältmitt	ändskärm	fältmitt	ändskärm	fältmitt
	Analys 5	Analys 5	Analys 5a	Analys 5a	Analys 5b	Analys 5b
	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]	[mm]
252,5	1,794	3,46	2,011	3,739	2,51	4,672
255	1,811	3,579	2,112	4,049	2,959	5,568
257,5	1,846	3,68	2,161	4,278	3,266	6,28
260	1,872	3,737	2,214	4,364	3,298	6,414
262,5	1,891	3,781	2,191	4,348	2,985	5,92
265	1,889	3,787	2,108	4,221	2,499	4,891

I analys 5 undersöktes jord-bro interaktionen mellan ändskärm och omkringliggande massor genom att endast ta hänsyn till dämpning och inte styvheten. Detta gjordes genom implementering av dashpot längs ändskärmens höjd. Som tidigare beskrivet så har låg dämpning relativt lite påverkan på förskjutning av egenfrekvensen, men desto mer påverkan på responsens storlek. För samtliga analyser i analys 5 blir resonanshastigheten ungefär samma som för analys 3, men samtidigt fås en mycket lägre respons.

Både jämförelse mellan analys 4 och analys 5 samt mellan analys 4a och analys 5a kan genomföras eftersom storleksordningen på dashpot-koefficienten för den senare analysen är samma som för den första. Resultatet av jämförelsen visar på att den ökade styvheten från fjädrarna i analys 4 samt 4a ger mindre deformationer för både ändskärmen och brodäcket jämfört med analys 5 och 5a. Samtidigt blir den vertikala accelerationen något större för analys 4 och 4a som både har fjädrar och dashpots än för analys 5 och 5a som endast har dashpots. En anledning till detta kan vara att en ökning i styvhet för analys 4 och 4a ger högre egenfrekvenser som i sin tur leder till att svängningen sker snabbare och därför ger högre vertikal acceleration vid resonans. Skillnaden i den vertikala accelerationen för analys 4 och 5 respektive analys 4a och 5a är relativt liten. Detta visar på att modellering med dashpot har en större påverkan på responsen för den vertikala accelerationen än vad fjädrar har.

5.6. Sammanfattning av resultat från analyser

I detta avsnitt presenteras ett sammanfattat resultat för den största responsen från samtliga analyser i Tabell 26. I analys 1-3 presenteras förenklad dynamisk analys utan implementering av jord-bro interaktion. Syftet med analys 2 (30 Hz) var att undersöka skillnaden i resultatet från 3D-modellen i analys 1 med en mindre komplex 2D-modell. Skillnaden mellan analys 1 och 2 visade sig vara liten för både vertikala accelerationer samt deformationer av bron, vilket tyder på god överensstämmelse mellan modellerna. I analys 3 undersöktes skillnaden i resultatet för de olika analysmetoderna modalanalys och direkt tidsintegration, genom jämförelse med resultatet från analys 2 (200 Hz). Resultatet visade på god överensstämmelse mellan analyserna, förutom för vertikala accelerationer som kräver finare elementindelning i direkt tidsintegration (analys 3) för att uppnå fullgoda resultat. I analys 4 och 5 presenteras resultatet från jord-bro interaktion, genom implementering av både fjädrar och dashpots respektive endast dashpots. Resultatet från båda dessa analyser visar på betydande minskning av responsen på bron, när hänsyn till jord-bro interaktion beaktas. Resultatet visade också att dashpots har en större betydelse för responsen på bron, medan fjädrarna ger ökad styvhet och därmed har större betydelse för resonanshastigheten för bron.

5. Resultat och diskussion

Tabell 26: Sammanfattning av resultat från analyser

Analyser	1 30Hz	2 30Hz	2- 100 Hz	2- 200 Hz	3	3a	4	4a	5	5a	5b
Analysmetod	Mod. 3D	Mod. 2D	Mod. 2D	Mod. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D	Dir. tids. 2D
Fjäderstyvhet (MN/m)	-	-	-	-	-	-	70,72	35,36	-		-
Dashpot koeff. (MNs/m)	-	-	-	-	-	-	1,38	0,69	1,38	0,69	0,138
Rayleigh alfa	-	-	-	-	0,235	0,212	0,235	0,235	0,235	0,235	0,235
Rayleigh beta	-	-	-	-	8,4E ⁻⁵	7,6E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵	8,4E ⁻⁵
Max acceleration [m/s²]	5,790	6,055	6,390	6,677	6,072	6,285	1,847	2,658	1,521	2,348	4,596
Resonanshast. [km/h]	252,5	260	260	257,5	260	260	280	270	260	257,5	257,5
Nedböjning fältmitt [mm]	8,095	7,771	7,776	7,776	7,78	7,958	3,453	4,197	3,787	4,364	6,414
Utböjning ändskärm [mm]	3,228	4,011	4,018	4,018	4,017	4,111	1,626	2,053	1,891	2,214	3,298

6. Slutsatser

I detta avsnitt presenteras slutsatser utifrån resultatet och diskussionen i Kapitel 5.

Slutsatserna är baserade på en liten mängd data och ytterligare utredningar krävs för validering.

- För modellering av samverkansbro med ändskärm av den typ som studerats, finns svårigheter att klara ställda krav för vertikal acceleration i Eurokod. Detta gäller förutsatt att modelleringen har gjorts utan hänsyn till implementering av diverse aspekter som eventuellt kan ha betydelse för responsen, däribland jord-bro interaktion.
- 2D-modellen visade på god överensstämmelse i resultat mot den mer avancerade 3D-modellen. För komparabla utredningar tyder detta på att modellens komplexitet och därmed också den beräkningsmässiga tidskostnaden kan reduceras, samtidigt som tillräcklig noggrannhet för resultatet kan uppnås.
- Beaktning av fler antal frekvenser i analysen än rekommenderad högsta frekvens enligt Eurokod i modalanalysen har visat sig ha en viss påverkan på resultatet för vertikal acceleration. Ökningen är dock relativt liten och den tilltagande beräkningstiden kontra noggrannheten i resultatet anses inte befogat för en utvidgning av antal frekvenser som skall beaktas. Ökningen av antal frekvenser påverkar inte resultatet för deformationen av bron.
- Analysmetoden direkt tidsintegration visade på mycket god överensstämmelse med modalanalys gällande beräknade deformationer. För att få likvärdiga resultat för vertikal acceleration kräver direkt tidsintegration mindre element än modalanalysen.
- Jord-bro interaktion genom implementering av fjädrar och dashpot enligt metod i denna avhandling visar på betydande effekter för responsen på bron genom både minskade deformationer samt minskade vertikala accelerationer, vilket tyder på en ökad dämpning för bron. Modellering med halverade fjäderstyvheter och dashpot-koefficienter visar på att även konservativa antagande angående jord-bro interaktion ger att responsen för vertikala accelerationer, för undersökt hastighetsintervall och

6. Slutsatser

lastmodell, minskar betydande. Modellen klarar därmed de krav angående max vertikal acceleration som finns beskrivet enligt Eurokod. Detta tyder på att modellering av samverkansbroar med ändskärmar enligt Eurokods rekommendation med dämpningsfaktor 0,005, utan hänsyn till olika aspekter som exempelvis jord-bro interaktion, kan i vissa fall vara ett konservativt antagande.

- Implementering av fjädrar i modellen visar på en ökad styvhet för bron, vilket resulterat i mindre deformationer samt förskjutning av resonanshastigheten. För modellen som studerats har fjädrarna haft en marginell påverkan på responsen för vertikala accelerationer.
- Implementering av dashpots i modellen uppvisar en större påverkan på både vertikala accelerationer samt deformationer av bron jämfört med fjädrarnas tillskott.
- Utredningen inkluderar inte tillräckligt mycket data för att kunna dra några slutsatser till om en viktad dämpningsfaktor mellan stål och betong kan användas för samverkansbroar med ändskärmar. Ytterligare utredningar krävs.

6.1. Förslag till fortsatta studier

Denna avhandling visade bland annat på att jord-bro interaktion har en betydande påverkan på responsen för samverkansbro med ändskärm. Dock krävs det fortfarande vidare utredningar efter detta examensarbete för att kunna validera resultatet. Förslag på vidare utredning är att studera fler lastmodeller för ett större hastighetsintervall, samt studera liknande samverkansbroar med andra dimensioner, exempelvis med olika spännvidder. Vidare hade det också kunnat vara av stor nytta att inkludera fler aspekter av betydelse för dämpning till modelleringen av samverkansbron, däribland:

- Tåg-bro interaktion
- Lastfördelning från slipers och ballast
- Sprucken/osprucken betong

Ytterligare studier kan utgöras av undersökning av andra metoder för att försöka efterlikna jordens dynamiska egenskaper för interaktion med ändskärm. Detta kan utföras genom att bland annat beräkna fjäderstyvheter och dashpot-koefficienter med andra metoder, eller exempelvis modellering av omkringliggande massor integrerat med den fulla modellen. För att verkligen kunna verifiera metoden krävs dock att mätningar genom experiment på verkliga samverkansbroar med ändskärm utförs och jämförs med teoretiska modeller.

Litteraturförteckning

[1] Trafikverket (2011). *Kapacitetsbrister på järnvägsnätet 2015 och 2021 efter planerade åtgärder.*

https://trafikverket.ineko.se/Files/sv-SE/10782/RelatedFiles/2011_138_kapacitetsbrister_i_jarnvagsnattet_2015_och_2021_efter_planerade_atgarder.pdf

[2] Trafikverket (2020). *250 km/tim med blandad trafik.*

<http://trafikverket.diva-portal.org/smash/get/diva2:1421929/FULLTEXT01.pdf>

[3] SS-EN 1991–2 (2003). *Eurokod 1: Laster på bärverk- Del 2: Trafiklast på broar*

[4] ILES, D. (2008). *Steel bridges: looking forward with the Eurocodes. New steel construction, 16(10).*

[5] Andersson, J., & Veljkovic, M. (2011). *Design Guide: Dimensionering av ekonomiska och långsiktig hållbara samverkansbroar med integrerade landfästen.*

<http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:998043/FULLTEXT01.pdf>

[6] SS-EN 1990 (2002), *Eurokod- Grundläggande dimensioneringsregler för bärverk*

[7] Trafikverket (2019). *Krav Brobyggande.* Dokument: TDOK 2016:0204

[8] Johansson, C. (2013). *Simplified dynamic analysis of railway bridges under high-speed trains* (Doctoral dissertation, KTH Royal Institute of Technology).

<https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:622354/FULLTEXT01.pdf>

[9] Teknic, S. (2007). *Guideline for estimating structural damping of railway bridges. Back. Doc. D, 5, 2-S2.*

<http://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:1330452/FULLTEXT03.pdf>

- [10] Brunetti, M., Ciambella, J., Evangelista, L., Lofrano, E., Paolone, A., & Vittozzi, A. (2017). *Experimental results in damping evaluation of a high-speed railway bridge*. *Procedia engineering*, 199, 3015-3020.
- [11] Kim, S. I. (2011). *Experimental evaluations of track structure effects on dynamic properties of railway bridges*. *Journal of Vibration and Control*, 17(12), 1817-1826.
- [12] Strømmen, E. N. (2014). *Structural dynamics, Volume 2*. [Elektronisk resurs]. Switzerland: Springer International Publishing.
- [13] Chopra, A. K. (2012) *Dynamics of structures: Theory and applications to earthquake engineering*, fourth edition, Prentice hall
- [14] Kjell, G. (1991). *Experimentell bestämning av dämpning*.
- [15] Clough, R. W. och Penzien, J. (1993). *Dynamics of structures*, Second edition, ISBN: 0-07-113241-4
- [16] Systèmes, D. (2014). *Abaqus Analysis User's Guide*.
[Abaqus Analysis User's Guide \(6.14\)](#)
- [17] Pipinato, A. (2016). *Bridge structural theory and modeling*. In *Innovative Bridge Design Handbook* (pp. 91-126). Butterworth-Heinemann.
- [18] Andersson, A., & Karoumi, R. (2015). *Dynamics of railway bridges, analysis and verification by field tests*. In *MATEC Web of Conferences* (Vol. 24, p. 01001). EDP Sciences.
- [19] Wiberg, J. (2009). *Railway bridge response to passing trains: Measurements and FE model*.
- [20] Johansson, C., Andersson, A., Wiberg, J., Ülker-Kaustell, M., Pacoste, C., & Karoumi, R. (2010). *Höghastighetsprojekt-Bro: Delrapport I: Befintliga krav och erfarenheter samt parameterstudier avseende dimensionering av järnvägsbroar för farter över 200 km/h*.
<https://www.diva-portal.org/smash/get/diva2:431859/FULLTEXT01.pdf>

- [21] Zangeneh Kamali, A. (2018). *Dynamic Soil-Structure Interaction Analysis of Railway Bridges: Numerical and Experimental Results* (Doctoral dissertation, Universitetservice US-AB).
- [22] Östlund, J. L., Ülker-Kaustell, M., Andersson, A., & Battini, J. M. (2017). *Considering dynamic soil-structure interaction in design of high-speed railway bridges*. *Procedia engineering*, 199, 2384-2389.
- [23] Romero, A., Solís, M., Domínguez, J., & Galvín, P. (2013). *Soil–structure interaction in resonant railway bridges*. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 47, 108-116.
- [24] Larsson, R. (2008). *Jords egenskaper*.
- [25] Möller, B., Larsson, R., Bengtsson, P. E., & Moritz, L. (2000). *Geodynamik i praktiken*.
- [26] Ishihara, K. (1996). *Soil behaviour in earthquake geotechnics*.
- [27] Younesian, D., Hosseinkhani, A., Askari, H., & Esmailzadeh, E. (2019). *Elastic and viscoelastic foundations: a review on linear and nonlinear vibration modeling and applications*. *Nonlinear Dynamics*, 1-43.
- [28] Lind Östlund, J. (2020). *Dynamic soil-structure interaction of simply supported high-speed railway bridges* (Doctoral dissertation, KTH Royal Institute of Technology).
- [29] Yang, Y. B., Yau, J. D., Yao, Z., & Wu, Y. S. (2004). *Vehicle-bridge interaction dynamics: with applications to high-speed railways*. World Scientific.
- [30] Liu, K., De Roeck, G., & Lombaert, G. (2009). *The effect of dynamic train–bridge interaction on the bridge response during a train passage*. *Journal of sound and vibration*, 325(1-2), 240-251.
- [31] Kim, S. I. (2011). *Experimental evaluations of track structure effects on dynamic properties of railway bridges*. *Journal of Vibration and Control*, 17(12), 1817-1826.

[32] Ottosen, N. och Petersson H. (1992). *Introduction to the finite element method*. Prentice Hall.

[33] Scanscot Technology AB (2015). *BRIGADE/Plus Workshop 3 Dynamic response of high-speed trains*

[34] Trafikverket (2014). *Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner TK Geo 13*. Dokument: TDOK 2013:0667

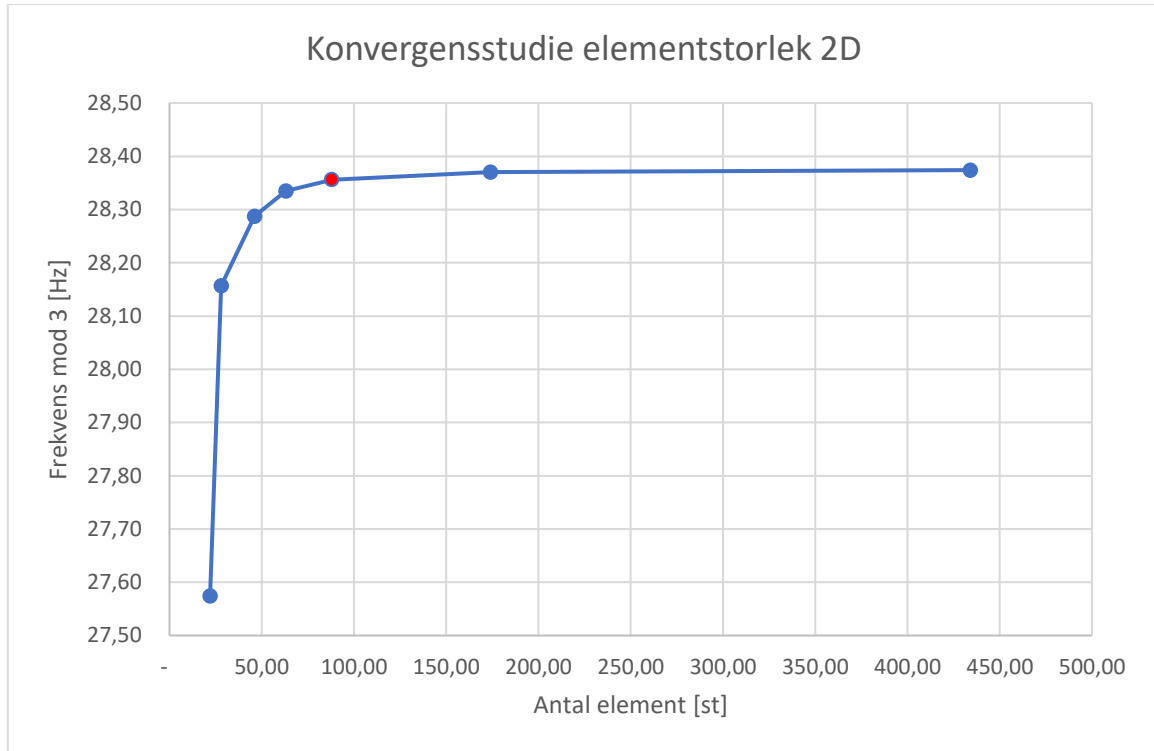
[35] Hall, L. (2002). *Simulations and analyses of train-induced ground vibrations: A comparative study of two-and three-dimensional calculations with actual measurements*.

[36] Zangeneh, A., Svedholm, C., Andersson, A., Pacoste, C., & Karoumi, R. (2018). *Identification of soil-structure interaction effect in a portal frame railway bridge through full-scale dynamic testing*. *Engineering structures*, 159, 299-309.

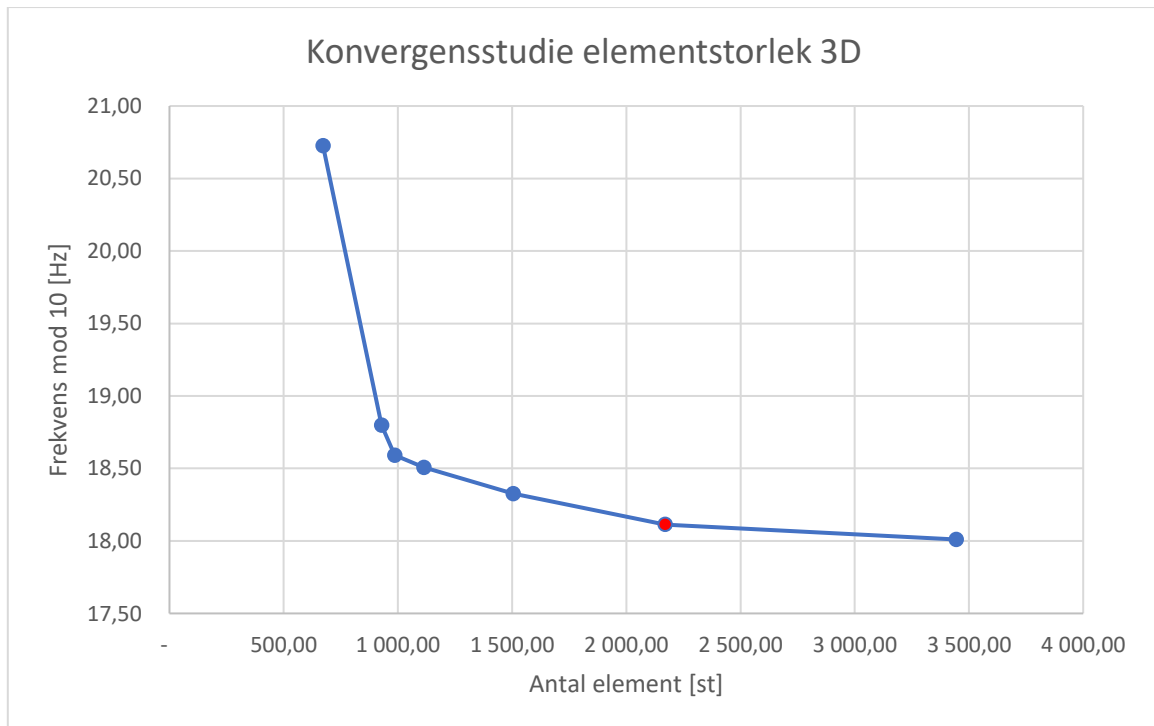
[37] Nilsson, F., & Dahl, F. (2019). *Dynamic Design of Bridges on High-Speed Railway Lines*. TVSM-5000.

Bilaga A- Konvergenstudie

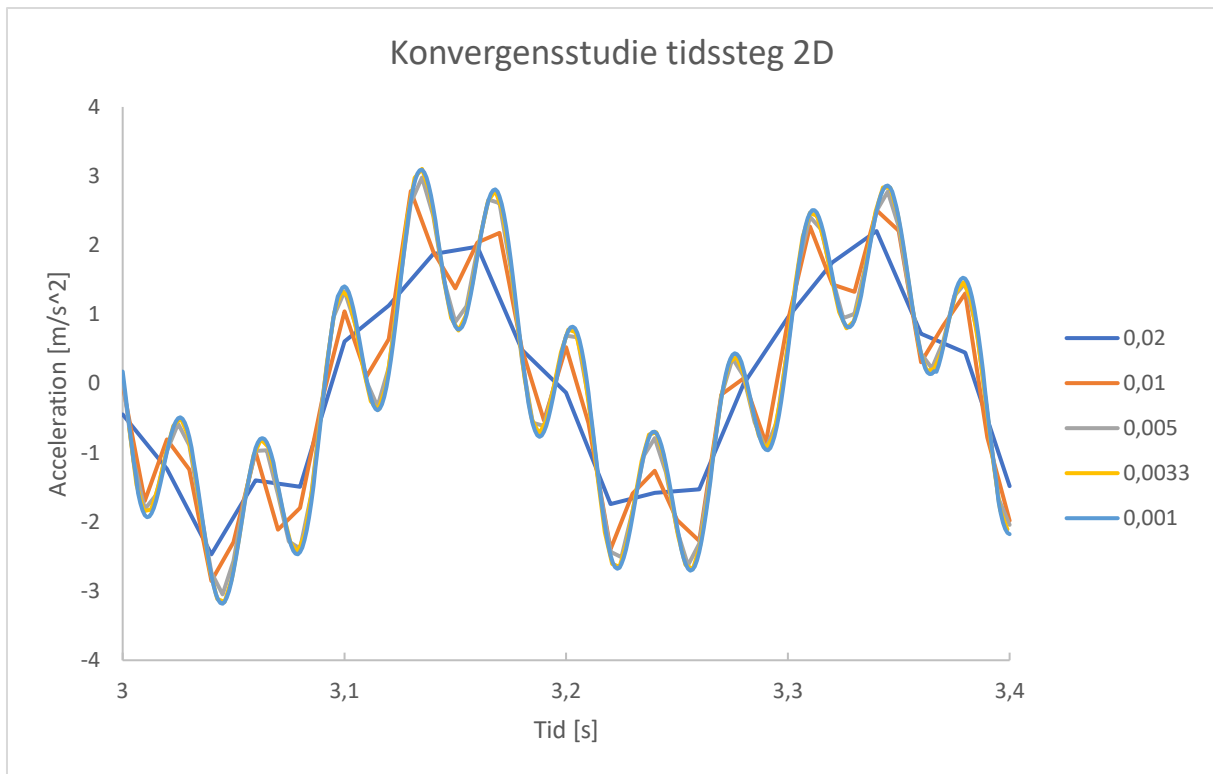
I denna bilaga presenteras diagrammen för konvergenstudierna. Röd prick i Figur 63 och Figur 64 visar på vald elementstorlek.



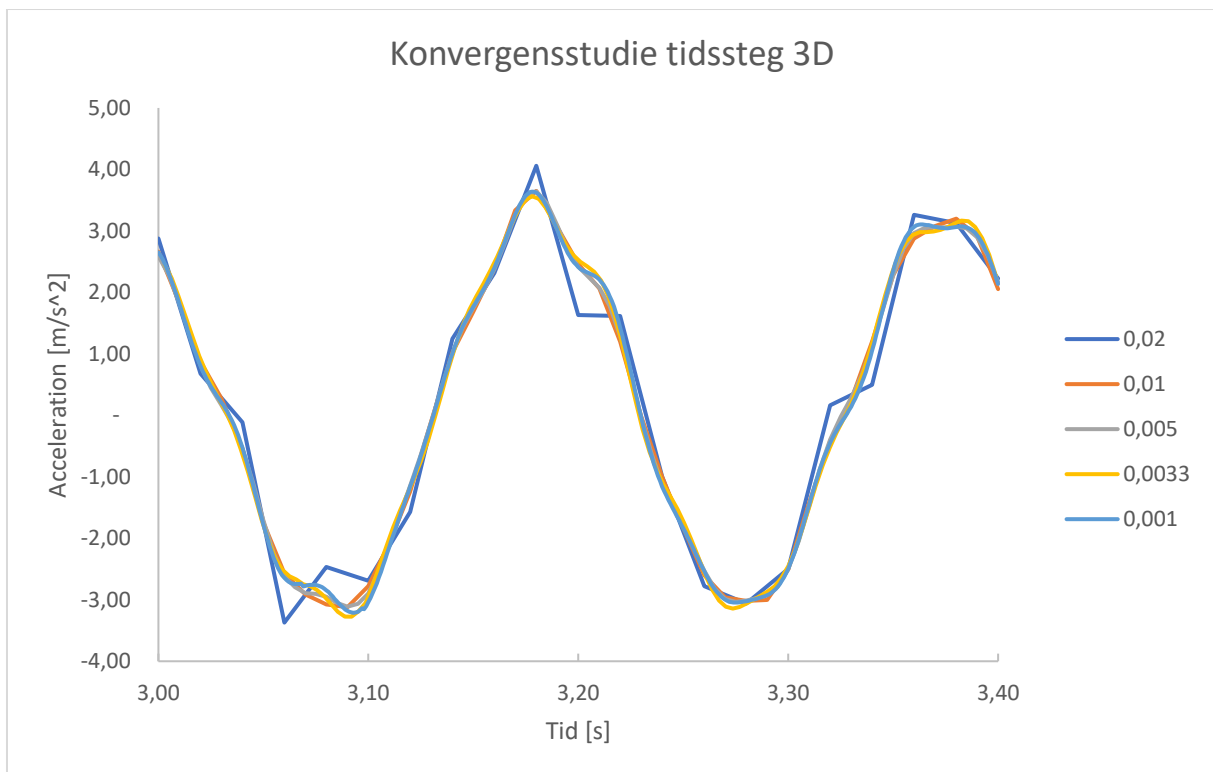
Figur 63: Konvergenstudie elementstorlek 2D



Figur 64: Konvergenstudie elementstorlek 3D



Figur 65: Konvergenstudie tidssteg 2D



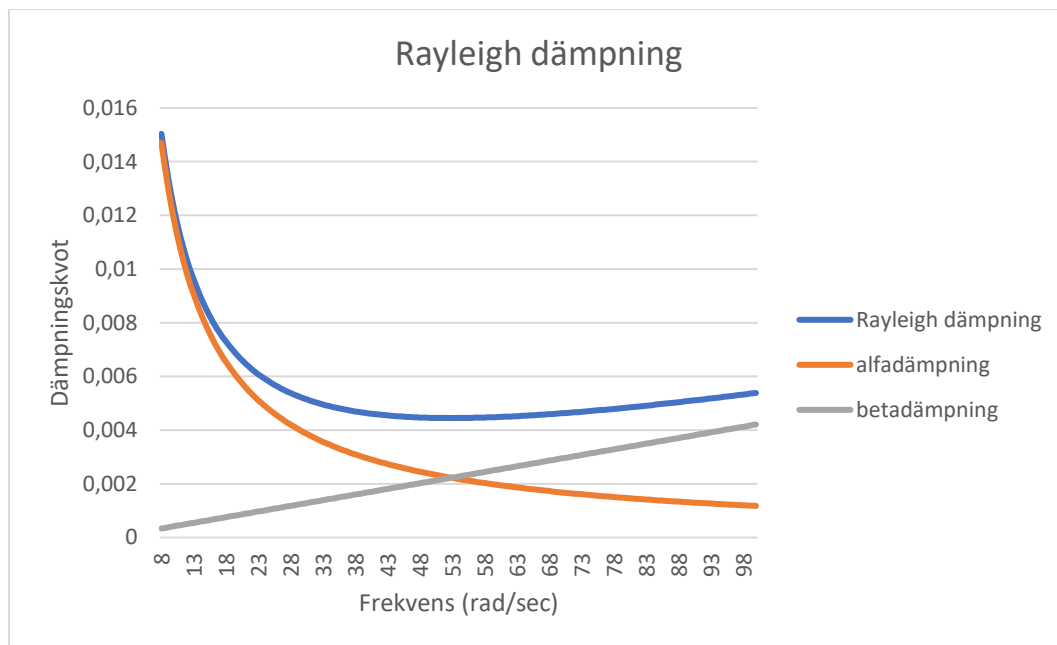
Figur 66: Konvergenstudie tidssteg 3D

Bilaga B- Rayleigh dämpning

I denna bilaga presenteras beräkningen av Rayleigh dämpning.

	Hz	rad/sec
Första longitudinella egenfrekvensen	5,1418	32,30688221
Andra longitudinella egenfrekvensen	13,761	86,46291301
Dämpningskvot	%	
	0,5	0,005

$$\alpha = \zeta \frac{2\omega_i\omega_j}{\omega_i + \omega_j} \quad \beta = \zeta \frac{2}{\omega_i + \omega_j} \quad \zeta_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2}$$

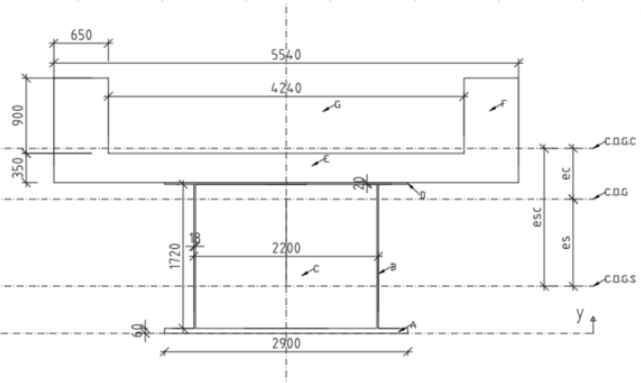


Figur 67: Rayleigh dämpning för valda egenfrekvenser

Bilaga C- Steiners sats

I denna bilaga presenteras beräkningen av yttroghetsmoment enligt Steiners sats.

Godtyckligt tvärsnitt y-tvärsnitt				
Es	210			
Ec	34			
n=Es/Ec	6,17647059		Effektiv stålsektion	
As	0,29392 m ²	Area stål	0,3094 (Med L-profil och trapets)	
Ac	3,109 m ²	Area betong		
Stål	Area	y	A*y	$\sum(A*y)/\sum A$
A	0,174	0,03	0,00522	
B	3,784	0,92	3,48128	
C	-3,72208	0,92	-3,4243136	
D	0,058	1,79	0,10382	
C.O.G S	0,29392		0,1660064	0,5648
Betong	Area	y	A*y	$\sum(A*y)/\sum A$
E	1,939	1,975	3,829525	
F	4,986	2,6	12,9636	
G	-3,816	2,6	-9,9216	
C.O.G C	3,109		6,871525	2,2102
Determine center of gravity				
Asc	0,7972819	As+Ac/n		
esc	1,64540294			
ec	0,60658197	As*esc/Asc		
es	1,03882096	esc-ec		
C.O.G	1,60362227			
Moment of Iyi	Ai	ei	Ai*ei ²	$\sum(Iy+Ai*ei^2)$
A	0,0000522	0,174	0,53480131	0,04977
B	0,93288213	3,784	-0,3551987	0,47741
C	-0,91761679	-3,72208	-0,3551987	-0,4696
D	1,9333E-06	0,058	-1,2251987	0,08706
Is				0,15996 m ⁴
Moment of Iyi	Ai	ei	Ai*ei ²	$\sum(Iy+Ai*ei^2)$
E	0,01979396	1,939	0,23520425	0,10727
F	0,336555	4,986	-0,3897958	0,75758
G	-0,25758	-3,816	-0,3897958	-0,83739
Ic				0,38381 m ⁴
Moment of inertia for the composite section				
Isc	0,72449384 m ⁴	Is+Ic/n+es*ec*Asc		
Viktad densitet				
As	0,29392 m ²	Area stål		
Ac	3,109 m ²	Area betong		
Total area	3,40292 m ²	As+Ac		
ps	8000 kg/m ³	Densitet stål		
pc	2500 kg/m ³	Densitet betong		
	2975,05084			



Godtyckligt tvärsnitt x-tvärsnitt									
Es	210								
Ec	34								
n=Es/Ec	6,17647								

As	0,29392 m2	Area stål
Ac	3,109 m2	Area betong

Stål	Area	y	A*y	$\Sigma(A*y)/\Sigma A$
A	0,174	2,77	0,48198	
B	3,784	2,77	10,4817	
C	-3,72208	2,77	-10,3102	
D	0,058	2,77	0,16066	
C.O.G S	0,29392		0,81416	2,77

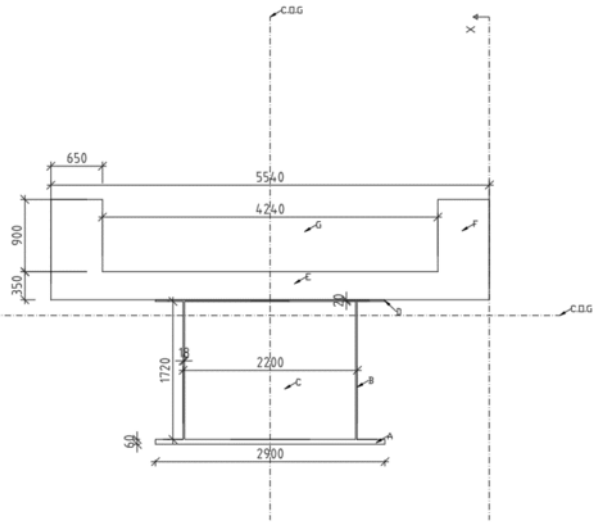
Betong	Area	y	A*y	$\Sigma(A*y)/\Sigma A$
E	1,939	2,77	5,37103	
F	4,986	2,77	13,8112	
G	-3,816	2,77	-10,5703	
C.O.G C	3,109		8,61193	2,77

Determine center of gravity			
Asc	0,79728	As+Ac/n	
esc	0		
ec	0	As*esc/Asc	
es	0	esc-ec	
C.O.G	2,77		

Moment of Iyi	Ai	ei	Ai*ei^2	$\Sigma(Iy+Ai*ei^2)$
A	0,12195	0,174	0	0,12195
B	1,52621	3,784	0	1,52621
C	-1,45251	-3,72208	0	-1,45251
D	0,04065	0,058	0	0,04065

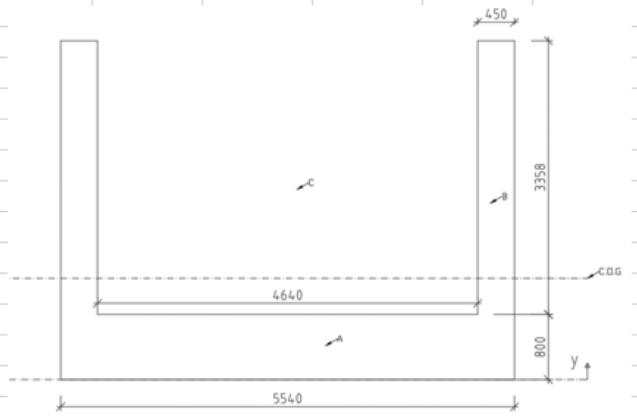
Is				0,2363 m4
Moment of Iyi	Ai	ei	Ai*ei^2	$\Sigma(Iy+Ai*ei^2)$
E	4,95925	1,939	0	4,95925
F	12,7524	4,986	0	12,7524
G	-5,71688	-3,816	0	-5,71688
Ic				11,9947 m4

Moment of inertia for the composite section		
Isc	2,1783 m4	Is+Ic/n+es*ec*Asc



Betong och vinge y-tvärsnitt

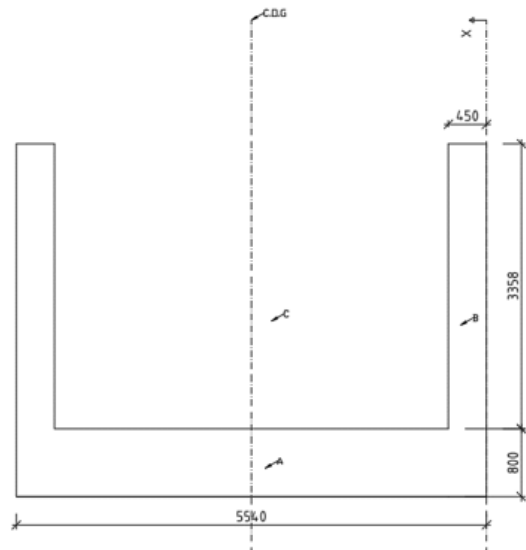
Es	210			
Ec	34			
n=Es/Ec	6,17647		Effektiv stålsektion	
As	0 m2		Area stål	
Ac	7,4542 m2		Area betong	
Betong	Area	y	A*y	$\Sigma(A*y)/\Sigma A$
A	4,432	0,4	1,7728	
B	18,6033	2,479	46,1176	
C	-15,5811	2,479	-38,6256	
C.O.G C	7,4542		9,26483	1,2429
Asc	1,20687			



Moment of Iy	Ai	ei	Ai*ei^2	$\Sigma(Iy+Ai*ei^2)$
A	0,23637	4,432	0,8429	3,14886
B	17,4812	18,6033	-1,2361	28,4248
C	-14,6413	-15,5811	-1,2361	-23,807
Ic				10,8429

Betong och vinge x-tvårsnitt

Es	210			
Ec	34			
n=Es/Ec	6,17647		Effektiv stålsektion	
As	0 m2		Area stål	
Ac	7,4542 m2		Area betong	
Betong	Area	y	A*y	$\Sigma(A*y)/\Sigma A$
A	4,432	2,77	12,2766	
B	18,6033	2,77	51,5312	
C	-15,5811	2,77	-43,1597	
C.O.G C	7,4542		20,6481	2,77
Asc	1,20687			



Moment of Iy	Ai	ei	Ai*ei^2	$\Sigma(Iy+A$
A	11,3354	4,432	0	0 11,33
B	47,5805	18,6033	0	0 47,5805
C	-27,9546	-15,5811	0	0 -27,9546
Ic				30,9613

Moment of inertia for the composite section

Isc	5,01278 m4	Ic/n	
-----	------------	------	--

Bilaga D- Fjädrar och dashpots

I denna bilaga presenteras beräkning av fjäderstyvhet och dashpot-koefficient.

Fjäderstyvhet och dashpot koefficient	
	Grovkrossad sprängsten
Elasticitetsmodul	50
Densitet	2000
Skjuvmodul	19,23076923
Tvärkontraktionstal	0,3
Kompressionsvåg, cp	183,4498464
Skjuvvåg, cs	98,05806757
Höjd ändskärm	3,285
Bredd ändskärm	5,54
Area ändskärm	18,1989
Influenshöjd halv	0,410625
Influenshöjd hel	0,82125
Influensarea halv	2,2748625
Influensarea hel	4,549725
Antal fjädrar halv	2
Antal fjädrar hel	3
Kontroll	OK
Fjäderstyvhet, kn halv	35359188,47
Fjäderstyvhet, kn hel	70718376,94
Dashpot koeff, dn halv	689762,345
Dashpot koeff, dn hel	1379524,69