

SKADEVERKAN MOT BYGGNAD AV MARKVIBRATIONER FRÅN SPRÄNGNING

– Parameterstudier och jämförelse med försök

Morgan Johansson

Karl Arvidsson

Peter Folkow

Joosef Leppänen

Figur på omslaget:

Schematisk illustration av vibrationslast $v(t)$ som kommer in horisontellt mot studerad vägg med våghastigheten c .
Schematic illustration of vibration load $v(t)$ moving horizontally towards the wall with the wave speed c .

SKADEVERKAN MOT BYGGNAD AV MARKVIBRATIONER FRÅN SPRÄNGNING – PARAMETER- STUDIER OCH JÄMFÖRELSE MED FÖRSÖK

Damaging effects in building from blast induced vibrations – Parametric studies and comparison with experiments

Morgan Johansson, Chalmers / Norconsult

Karl Arvidsson, Chalmers

Peter Folkow, Chalmers

Joosef Leppänen, Chalmers

FÖRORD

Dagens riktlinjer för tillåtna vibrationsvärden har sin grund i empiri från 1950- och 1960-talen som ofta har kritiserats för att vara alltför konservativa. Arbetet som presenteras i denna rapport är en i en serie av arbeten i syfte att ta fram mer vetenskapligt grundade vibrationsvärden i relation till faktisk skadepotential på strukturer.

Arbete har utförts som ett gemensamt projekt av deltagare på avdelningarna för Dynamik respektive Konstruktionsteknik på Chalmers och är en förstudie om hur markvibrationer från sprängning kan orsaka skada mot närliggande byggnader. Arbetet tar sin grund i numeriska simuleringar både av generisk karaktär och av förenklade modelluppsättningar av fältförsök.

Under arbetets gång har korta sammanfattningar av arbetet fortskridande presenterats vid de kvartalsvisa mötena med ”SIS/TK 111 – Vibration och stöt” inom ”AG-3 Byggnaders påverkan av vibrationer”. Förutom denna rapport har resultat från detta arbete även presenterats på två internationella konferenser: EFEE 2022 i Maastricht och EFEE 2023 i Dublin.

Studien har finansierats av Stiftelsen Bergteknisk forskning (BeFo) via projektet ”Skadeverkan mot byggnad av markvibrationer från sprängning – Modellering av fältförsök” (BeFo 437). Arbetet har stöttats av en referensgrupp bestående av Alf Ekblad, Mathias Jern och Patrik Vidstrand, BeFo.

Stockholm

Patrik Vidstrand

SAMMANFATTNING

Vid sprängningsarbete uppstår en omgivningspåverkan i form av markvibrationer som kan ge upphov till skador hos närliggande byggnader och konstruktioner. I dagens svenska och norska vibrationsstandarder anges liknande riktlinjer för tillåtna vibrationsvärden för att undvika skador på olika byggnader. Dessa riktlinjer är i huvudsak baserade på empiriska data från 1950- och 1960-talet och beror bland annat på avstånd och grundförhållanden. Det vetenskapliga stödet för riktvärdena anses dock vara svagt, och kritik har framförts om att de i flera fall bedöms vara alltför konservativa. Med anledning av detta finns det i branschen en önskan att modernisera de nationella standarderna. En viktig faktor för detta är att bättre förstå under vilka förutsättningar som markvibrationer ger upphov till skador. Detta anses vara dåligt känt och det primära syftet med detta arbete är därför att ge en djupare fysikalisk förståelse för kopplingen mellan markvibrationer orsakade av sprängning och skador i närliggande byggnader. För detta bedöms användandet av numeriska modeller utgöra en central del eftersom de möjliggör genomförandet av parameterstudier under kontrollerande former. För att säkerställa att framtagna numeriska modeller har förankring i verkligheten är det även väsentligt att resultat från dessa jämförs med försök. Genom att klargöra samverkan mellan grundens vibrationer, byggnadens dynamiska egenskaper och risk för skada så utgör sådan kunskap underlag till att i förlängningen ta fram en ny nordisk standard avseende riktlinjer för bedömning av skaderisk i byggnader vid sprängning i berg.

I rapporten presenteras en numerisk parameterstudie utförd med användande av 2D linjär-elastisk finita elementmetod, där inverkan av geometri och material hos en förenklad struktur, markens styvhet, lastfrekvens och vågutbredningshastighet undersökts. Av denna konstateras att det, även för mycket enkla fall, är komplext att förutspå hur storleken på resulterande dragspänningar påverkas av olika parametrar och att det inte är uppenbart på förhand att en given kombination av lastfrekvens och vågutbredningshastighet ska resultera i stora dragpåkänningar i utsatt byggnad. Vidare medför varierande geometri och material i strukturen ytterligare osäkerheter i detta. Erhållna resultat indikerar dock att kritiska lastfrekvenser har en tendens att öka med ökande markstyvhet. I rapporten görs vidare jämförelser av numeriska simuleringar med fältförsök utförda i Norge.

Nyckelord: skadeverkan, markvibrationer, sprängning, strukturrespons, numerisk modellering, parameterstudie, jämförelse med försök

SUMMARY

Blasting causes ground vibrations that may cause damages to nearby buildings and structures. In today's Swedish and Norwegian vibration standards, similar guidelines are specified for permissible vibration values to avoid damage to various buildings. These guidelines are mainly based on empirical data from the 1950s and 1960s and depend on e.g. distance and ground conditions. However, the scientific support for the guidelines is considered to be weak, and criticism has been made that in several cases they are deemed to be too conservative. Therefore, there is a desire in the industry to modernize the national standards. An important factor for this is to better understand the conditions under which ground vibrations cause damage. This is considered to be poorly known and the primary aim of this work is therefore to provide a deeper physical understanding of the link between ground vibrations caused by blasting and damages in nearby buildings. For this, the use of numerical models is considered to be a central part since they enable the implementation of parametric studies under controlled forms. To ensure that the numerical models are valid, it is also essential that results from them are compared with experiments. By clarifying the interaction between ground vibrations, the building's dynamic properties and the risk of damage, such knowledge forms the basis for eventually developing a new Nordic standard regarding guidelines for assessing the risk of damage in buildings due to blasting in rock.

The report presents a numerical parameter study performed using 2D linear elastic finite element method, in which the influence of geometry and material of a simplified structure, soil stiffness, load frequency and wave propagation speed were investigated. From this it is established that, even for very simple cases, it is complex to predict how the magnitude of resulting tensile stresses is affected by various parameters and that it is not obvious in advance that a given combination of load frequency and wave propagation speed should result in large tensile stresses in an exposed building. Furthermore, varying geometry and materials in the structure bring additional uncertainties. However, the results obtained indicate that critical load frequencies tend to increase with increasing ground stiffness. The report also compares numerical simulations with field tests carried out in Norway.

Keywords: damage, ground vibrations, blasting, structural response, numerical modelling, parameter study, comparison with experiments

INNEHÅLL

1. INTRODUKTION	1
1.1 Bakgrund.....	1
1.2 Syfte och mål	2
1.3 Metod.....	2
1.4 Begränsningar	3
1.5 Rapportens upplägg	3
2. TIDIGARE ARBETE	5
2.1 Förstudie	5
2.2 Försök i Norge	6
3. VÄGG MED ÖPPNINGAR	9
3.1 Geometri, randvillkor och material.....	9
3.2 Last.....	12
3.3 Finita elementmodell	13
3.4 Egenfrekvens	15
3.5 Resultat	19
3.6 Observationer.....	28
4. JÄMFÖRELSE MED FÖRSÖK.....	29
4.1 Koncept för jämförelse	29
4.2 Försöksresultat	30
4.3 Modellering av byggnad	34
4.4 Egenfrekvenser, 2D-modell.....	37
4.5 Egenfrekvenser, 3D-modell.....	41
4.6 Vibrationer och töjningar.....	45
4.7 Observationer.....	57
5. SLUTSATSER.....	59
5.1 Resultat	59
5.2 Förslag på fortsatt arbete.....	61
6. REFERENSER.....	63

1. INTRODUKTION

1.1 Bakgrund

Vid sprängningsarbete uppstår en omgivningspåverkan i form av markvibrationer som kan ge upphov till skador hos närliggande byggnader och konstruktioner. För att minska risken för sådana skador har det i de flesta länder införts någon form av restriktioner på tillåtna markvibrationer, något som får konsekvens på vald metod för sprängning och därmed även bergguttagnings framdrift. I dagens svenska och norska vibrationsstandarder (SIS, 2011; Norsk Standard, 2022) anges liknande riktlinjer för tillåtna vibrationsvärden. Dessa riktlinjer är, liksom motsvarande standarder i många andra länder, i huvudsak baserade på empiriska data från 1950- och 1960-talet. Tillåtna riktvärden beräknas efter metoder som är beskrivna i standarderna och beror bland annat på avstånd och grundförhållanden. Det vetenskapliga stödet för riktvärdena anses dock vara svagt, och kritik har framförts om deras giltighet (SIS, 2013a, b; Jern, 2018; Remedy, 2019). En bidragande faktor till kritiken är att riktvärdena i flera fall bedöms vara alltför konservativa, särskilt för mjuka markmaterial samt för större avstånd, vilket har negativ inverkan på framdriften vid bergguttag. Effekter från mer detaljerade markförhållanden rörande undergrundens beskaffenhet såsom jordart, mäktighet, pålning etc. omfattas inte heller. Vidare beaktar standarderna enbart riktvärden för vertikal rörelse – detta trots att horisontella rörelser kan vara dominerande (Siskind, 2000). Horisontella rörelser bedöms ha inverkan på skador i t.ex. höga slanka byggnader, vid förekomst av källarplan och vid sprängning på korta avstånd till närliggande byggnader. I tillägg beaktar inte standarderna i någon större omfattning specifika effekter från sprängning under mark, där inverkan från olika vågtyper bedöms kunna ha stor betydelse.

Dagens svenska och norska vibrationsstandarder beskriver i någon mån indirekt olika effekter från vibrationernas frekvensinnehåll genom korrektionsfaktorer som beskriver hur avstånd och grundförhållanden förväntas förändra vibrationernas egenskaper när de utbreder sig genom grunden. I flertalet andra länder används istället konceptuellt annorlunda riktlinjer som är baserade på frekvensanalys hos den genererade vibrationen (Jern, 2018; Remedy, 2019; Gjørdvad och Jern, 2019; Norén-Cosgriff *et al.*, 2020). I dessa tillåts normalt olika nivåer i olika frekvensintervall, t.ex. genom en trappstegsformad frekvensprofil där mer restriktiva nivåer råder för de lägre frekvenserna. Frekvensbaserade metoder beaktar därmed direkt inverkan från den för strukturvibrationer så centrala frekvensen, om än i starkt förenklad form. Metoderna bygger på jämförelser mot frekvensberoende gränsvärden, antingen direkt eller genom nyttjande av olika frekvensfilter. Andra i sammanhanget inverkan parametrar såsom t.ex. vibrationens vågutbredningshastighet, våglängd, vågtyp (tryck- och skjuvvåg) beaktas i begränsad omfattning.

Eftersom nuvarande riktlinjer har sina brister och i huvudsak är baserade på tumregler med svag vetenskaplig förankring, så finns det i branschen i både Sverige och Norge en önskan att modernisera de nationella standarderna. En viktig faktor för att utveckla en sådan ny standard är att närmare utreda skadekriteriet, dvs. bättre förstå under vilka

förutsättningar som vibrationer ger upphov till skador. Detta anses vara dåligt känt, och numerisk modellering lyfts fram som en framkomlig metod (Dowding och Diels, 2019). Genom att klargöra samverkan mellan grundens vibrationer, byggnadens dynamiska egenskaper och risk för skada så utgör sådan kunskap underlag till att i förlängningen föreskriva en ny nordisk standard avseende riktlinjer för bedömning av skaderisk i byggnader vid sprängning i berg.

1.2 Syfte och mål

Det primära syftet med den här rapporten har varit att ge en djupare fysikalisk förståelse för kopplingen mellan markvibrationer och skador i närliggande byggnader. En viktig nyckel till att kunna nå en sådan förståelse tros vara utvecklandet och användandet av numeriska modeller som kan beskriva byggnaders påverkan från markvibrationer. Via detta blir det därvid möjligt att genomföra parameterstudier under kontrollerande former, i vilka inverkan av olika parametrar kan studeras på ett strukturerat sätt. För att säkerställa att framtagna modeller även har förankring i verkligheten är det dock även viktigt att resultat från dessa jämförs med försök.

Ett viktigt framtida mål är att tydliggöra bakomliggande orsaker till både varför och när skador uppstår, samt när det inte blir skador. I förlängningen skulle detta utgöra en god grund vid en framtida revidering av Svensk Standard avseende riktlinjer för bedömning av skaderisk i byggnader vid sprängning i berg. En ökad kunskap om skaderisk vid markvibrationer är därför av stor betydelse för såväl branschen som samhället i stort eftersom det ökar möjligheten till mer tillförlitlig prediktion, t.ex. vid sprängning nära vibrationskänsliga byggnader eller verksamheter. Detta skulle möjliggöra en mer effektiv framdrift av berguttag, något som i sin tur skulle kunna medföra omfattande ekonomiska och miljömässiga besparingar.

I denna rapport presenteras en parameterstudie där inverkan av geometri och material hos byggnad, markens styvhet, lastfrekvens och vågutbredningshastighet undersöks. Vidare görs jämförelser med fältförsök utförda i Norge.

1.3 Metod

I denna rapport genomförs numeriska simuleringar i modeller baserade på finita elementmetoden (FEM). Utförda simuleringar utförs företrädesvis med tvådimensionella (2D) modeller med antagande om plan spänning men har även, där så bedömts vara befogat, kompletterats med modeller i tre dimensioner (3D).

Numeriska simuleringar har använts för att genomföra parameterstudier på byggnader med förenklad geometri (vägg med öppningar) som utsatts för förenklade vibrationslaster (enskild sinusvåg). Parametrar som varierar i dessa studier har varit geometri och material

hos byggnad, markens styvhet, samt lastegenskaper i form av lastfrekvens och vågutbredningshastighet i marken. Baserat på dessa studier har sedan ansatser gjorts att identifiera generella observationer som kan gälla i ett vidare sammanhang.

För att undersöka tillförlitligheten hos använda beräkningsmodeller har jämförelser gjorts med fältförsök utförda i Norge. För detta har inledande kalibrering av modellindata gjorts för att nå en rimlig överensstämmelse med de i försöken observerade egenfrekvenser och egenmoder för byggnad i försök. Utifrån detta har uppmätta markvibrationer applicerats i modellen och simulerad respons jämförts med de som uppmätts i försök.

1.4 Begränsningar

Vald modellering av byggnader vid studier av strukturresponsen är starkt förenklad – dels i vilken typ av struktur som modelleras, dels i val av hur modellering genomförts i form av struktur och applicerade laster. Dessa begränsningar är dock medvetet valda för att i detta tidiga skede skapa förutsättningar för att bättre överblicka den komplexitet som den aktuella problemställningen innebär.

Vid jämförelse med försök har last- och responsdata från fältförsök genomförda i Norge använts. Under arbetets gång har det dock framkommit diverse brister i aktuellt försöksunderlag, vilket har medfört att utförda jämförelser har försvårats.

1.5 Rapportens upplägg

Inverkan av markvibrationer på strukturresponsen har i denna rapport studerats med användande av numeriska simuleringar, där förenklade modeller använts för både vibrationslast och geometri hos utsatt struktur. Syftet med dessa förenklingar har inte varit att beskriva ett specifikt fall utan snarare att på ett strukturerat sätt försöka belysa den principiella inverkan av olika parametrar. Med anledning av detta har en vägg med öppningar studerats, vilket speglar en enkel men ändå realistisk situation som fortfarande bedöms kunna fånga inverkan av mer komplexa effekter som hör samman med den aktuella väggens geometri och dess randvillkor.

I kapitel 2 ges en kort överblick av tidigare arbete som utgjort underlag till de studier som presenterats i den här rapporten – dels förgående förstudie (Folkow *et al.*, 2021), dels information om norska fältförsök (Norén-Cosgriff *et al.*, 2020; Remedy, 2021). I kapitel 3 presenteras därefter utförd parameterstudie och i kapitel 4 görs en jämförelse med försök från de norska fältförsöken.

2. TIDIGARE ARBETE

2.1 Förstudie

Denna rapport är en fortsättning på en förstudie som tidigare presenterats i en Chalmers-rapport (Folkow *et al.*, 2021) samt på två konferenser (Folkow *et al.*, 2022; Johansson *et al.*, 2022). Sammanfattningsvis studerades följande i detta arbete:

- **Lastrespons:** Förenklade numeriska simuleringar i 2D där principiell inverkan på resulterande markvibrationer på markyta, vid sprängning i berg på olika bergdjup, undersöktes. Följande delar studerades särskilt:
 - Uppkomst av vertikala och horisontella vibrationer samt dess inverkan på om inkommande vibrationsvåg utgjordes av en P- eller R-våg.
 - Inverkan av laddningens läge (avstånd och vinkel) samt markens konfiguration (lerdjup).
- **Strukturrespons:** Förenklade numeriska simuleringar i 2D där vibrationslast förenklat antogs bestå av en sinusvåg med konstant frekvens som inkom mot studerad struktur från sidan med varierande vågutbredningshastighet. Flera kombinationer av lastfrekvens och vågutbredningshastighet studerades på två principiellt olika strukturer:
 - **Balk på fjädrande bädd:** Syftade till att ge en mer övergripande förståelse för olika parametrars inverkan, varvid resultatet kunde jämföras med enkla analytiska samband.
 - **Vägg med öppningar på fjädrande bädd:** En mer verklighetsnära struktur där inverkan av mer komplicerad geometri (öppningar) studerades. Väggens geometri baserades på försök utförda i Norge (Norén-Cosgriff *et al.* 2020; Remedy, 2021), se avsnitt 2.2, med den uttalade avsikten att i ett senare skede kunna göra jämförelser mellan numeriska simuleringar och försök.

I studie av strukturrespons hos vägg med öppningar konstaterades att det var svårt att förstå hur potentiellt kritiska påkänningar i form av dragspänningar påverkas av olika parametrar så som lastfrekvens och vågutbredningshastighet. Slutsatsen var att det inte på förhand gick att dra tydliga slutsatser om att en given kombination skulle medföra stora dragspänningar. Indikation fanns dock att en ökande markstyvhet medförde att kritisk lastfrekvens ökade. För det fortsatta arbetet föreslogs fortsatt användande av numeriska simuleringar, dock att dessa borde utökas till att innefatta modellering i både 2D och 3D, samt att jämförelser skulle göras med försök för att därmed undersöka de numeriska modellernas möjlighet att beskriva verkliga fall.

2.2 Försök i Norge

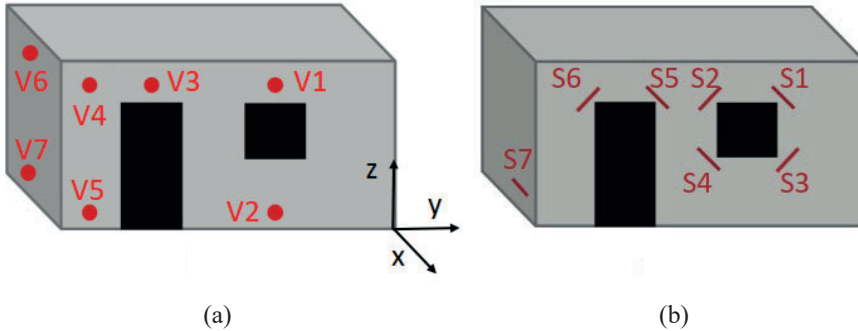
Sprängningsförsök har utförts i två försöksserier i Norge 2018 och 2020 av en gruppering anförda av NGI där inverkan på, för ändamålet, uppförda betongbyggnader i en våning studerades, se Norén-Cosgriff *et al.* (2020) och Remedy (2021). Byggnaderna i dessa försök har utgjort förebild för den väggstruktur som studeras i denna rapport, se avsnitt 3.1, och förutsättningarna för dessa försök berörs därför kort i detta avsnitt. Jämförelser med försök har dock begränsats till den första försöksserien och i detta avsnitt läggs därför störst fokus på denna. Nedan ges dock en kort beskrivning av försökssuppställningen i respektive försöksserie, se Figur 2.1:

- **Försöksserie 1, 2018:** Två betongbyggnader, en bestående av platsgjuten betong (C30/37) och en av murade lättbetongblock (Lecablock), placerade på en cirka 0,5 m tjock, packad grusfyllning. Byggnaderna var utformade som en öppen låda utan golv- och takplatta och hade måtten längd x bredd x höjd = 5,0 x 2,0 x 2,4 m, där vardera byggnad hade en vägg med två öppningar (dörr och fönster) så som schematiskt visas i Figur 2.2. De gjutna betongväggarna var 0,20 m tjocka och vilade på en 0,20 m hög och 0,40 m bred betongsula medan väggarna av lättbetongblock var 0,25 m tjocka och vilade på en 0,20 m hög sula som bestod av 0,33 m breda armerade Lecablock.
- **Försöksserie 2, 2020:** En murad lättbetongbyggnad av Lecablock, placerade på en cirka 4 m hög fyllning av packad morän. Byggnadens geometri liknade den i försöksserie 1 men hade en längre långsida på 7,0 m och totalt tre öppningar (dörr och två fönster), se Figur 2.3.



Figur 2.1 Försökssuppställning i norska försök: (a) försöksserie 1 genomförd 2018, (b) försöksserie 2 genomförd 2020. Från Remedy (2021).

Test set-up in Norwegian experiments: (a) test series 1 performed in 2018, (b) test series 2 performed in 2020. From Remedy (2021).



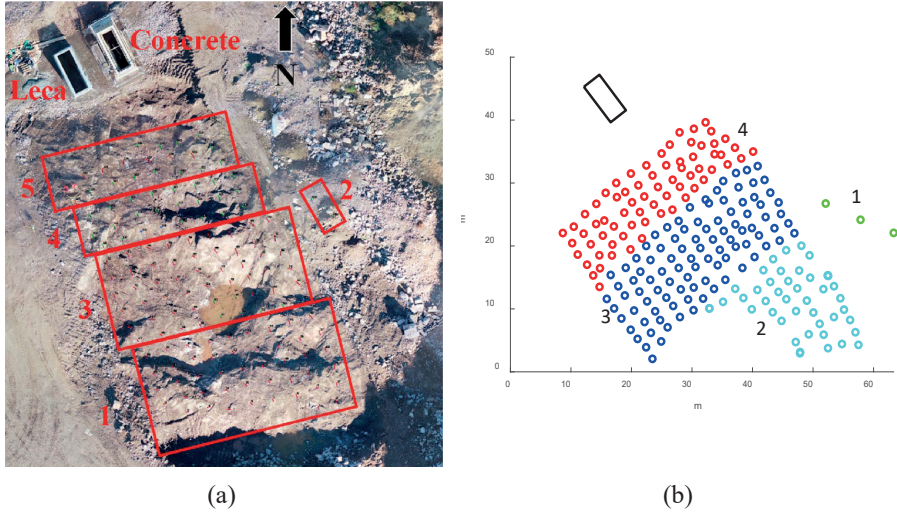
Figur 2.2 Schematisk geometri hos byggnader i försöksserie 1 med placering av (a) geofoner och (b) töjningsgivare. Från Remedy (2021).
Schematic geometry of buildings in test series 1 with positioning of (a) geophones, (b) strain-gauges. From Remedy (2021).



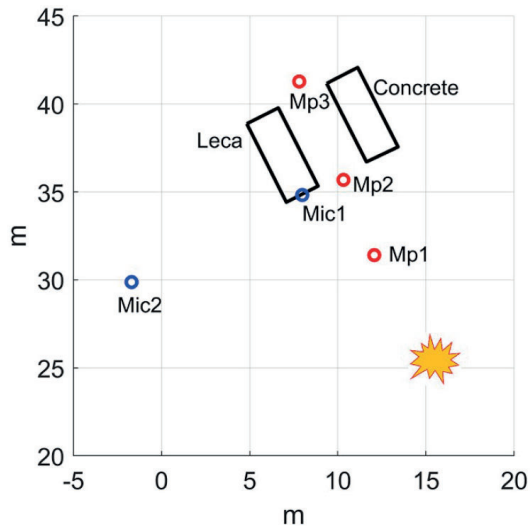
Figur 2.3 Foto av byggnad i försöksserie 2 med instrumentering. Från Remedy (2021).
Photo of building in test series 2 with instrumentation. From Remedy (2021).

Byggnaderna i båda försökserierna saknade botten- och takplatta, väggarna var istället placerade på gjutna betongsulor. För att inkludera inverkan från massan hos ovanliggande bjälklag i en verklig byggnad uppfördes ovanpå väggarna en träkonstruktion som fylldes med stenkross (4,5 ton/byggnad i försöksserie 1), se Figur 2.1b.

I försöksserie 1 och 2 genomfördes fem respektive fyra sprängsalvor med varierande avstånd och mängd sprängmedel, se översikt av försöksområden i Figur 2.4. Vibrationsmätningar gjordes på berg i marken samt på byggnader, se Figur 2.2 respektive Figur 2.5 för försöksserie 1. Mer detaljerad information från dessa mätningar presenteras i avsnitt 4.2.



Figur 2.4 Översikt av försöksområde i (a) försöksserie 1, (b) försöksserie 2. Från Remedy (2021).
Overview of test area in (a) test series 1, (b) test series 2. From Remedy (2021).



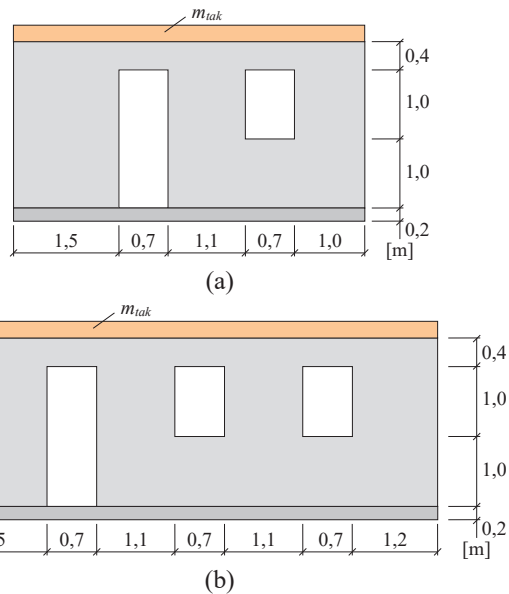
Figur 2.5 Planvy över placering av geofoner (Mp#) för vibrationsmätningar i försöksserie 1. Från Norén-Cosgriff *et al.* (2020).
*Plan view of positioning of geophones (Mp#) for vibration measurements in test series 1. From Norén-Cosgriff *et al.* (2020).*

3. VÄGG MED ÖPPNINGAR

3.1 Geometri, randvillkor och material

Med hjälp av numeriska simuleringar genomfördes parameterstudier för två olika geometrier, vilka båda baserades på väggeometrin i de två försöksserier som tidigare genomförts i Norge, se avsnitt 2.2:

- **Vägg 1:** Geometri enligt försöksserie 1, se Figur 3.1a – denna geometri användes även i tidigare arbete (Folkow *et al.*, 2021). För denna vägg gjordes även en känslighetsanalys¹ där inverkan av små justeringar av dess geometri (bredd och höjd hos öppning) undersöktes, se Figur 3.3 för studerade varianter.
- **Vägg 2:** Geometri enligt försöksserie 2, se Figur 3.1b.

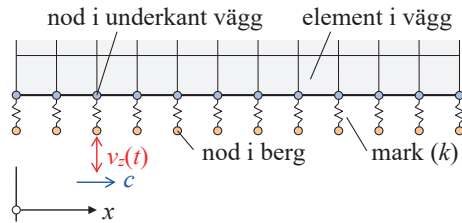


Figur 3.1 Dimensioner hos studerade väggar med öppningar: (a) Vägg 1, (b) Vägg 2.
Dimensions of studied walls with openings: (a) Wall 1, (b) Wall 2.

¹ Anledningen till detta var att det utgående från tidigare arbete (Folkow *et al.*, 2021a) befarades att det modellerade systemet i vissa fall skulle kunna vara så känslig att även mycket små ändringar av geometrin skulle kunna föranleda betydande förändringar av erhållna påkänningar i väggen.

I samtliga studerade fall i parameterstudien användes för enkelhetens skull en vägg-tjocklek $t = 0,2$ m och en sulbredd $t_{sula} = 0,4$ m. I denna studie gjordes även en förenkling gentemot de norska försöken. I dessa utgjorde väggarna med öppningar en del av en sluten låda, vilket innebär att de var kopplade till vinkelrätt placerade gavelväggar (byggnadens kortsidor). I tidigare parameterstudier, Folkow *et al.* (2021), beaktades detta i modelleringen men i här utförda parameterstudier renodlades studerad geometri något, varvid gavelväggarna inte längre beaktades i modellen. Här studerade väggar bestod därför enbart av en vägg med öppningar utan tvärgående väggar.

Simulerade byggnader antogs vara placerade direkt på mark där markens styvhet i vertikallad förenklat modellerades med okopplade, endimensionella fjädrar. Pålagd vibrationslast simulerades därefter genom att aktuell rörelse applicerades i fjäderns nederdel (bergyta) och dess överdel var kopplad till väggens undersida, se schematisk illustration i Figur 3.2.



Figur 3.2 Schematisk illustration av finita elementmodell av vägg på fjäderbädd belastad med en vibration $v_z(t)$ som förflyttar sig i x -led med hastighet c . Lasten applicerades i fjäderbäddens nedre noder.

Schematic illustration of finite element model of wall, supported by springs, subjected to a vibration $v_z(t)$, which moves in x -direction with speed c . The load is applied in the lower nodes of the springs.

För rörelse i horisontalld undersöktes två olika varianter av randvillkor:

- **Fri:** Väggens vänstra hörnnod, i kontaktytan mellan vägg och mark, låstes så att rörelse i horisontalld förhindrades, övriga noder kunde dock röra sig fritt i denna riktning. Om inget annat anges är det detta randvillkor som antagits.
- **Fast:** Samtliga noder, i kontaktyta mellan vägg och mark, låstes så att rörelse i horisontalld förhindrades.

I den numeriska modellen anges fjädrarna med en styvhet $k_{fjäder}$ med enhet [N/m], vilken beräknas som

$$k_{fjäder} = \frac{E_{mark} \cdot A_{fjäder}}{l_{mark}} \quad (3.1)$$

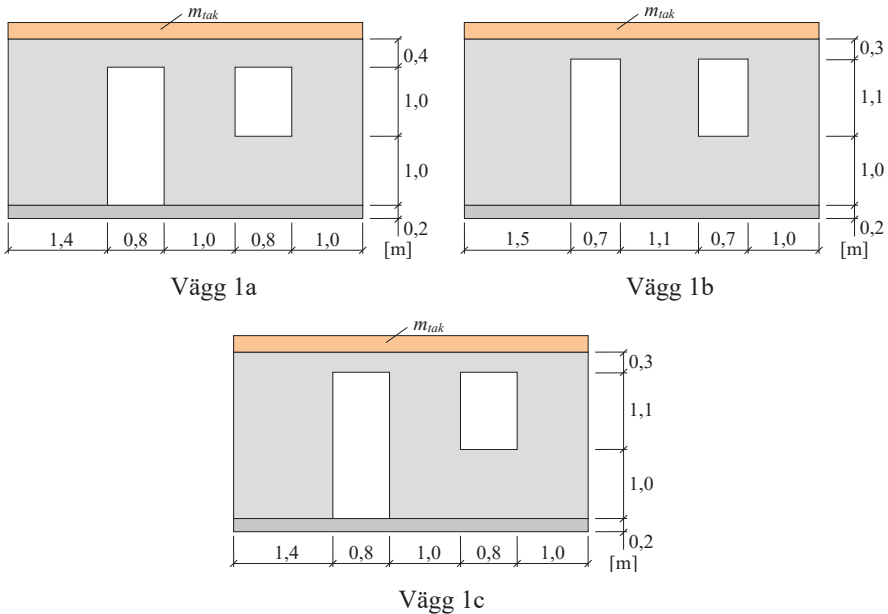
där E_{mark} är markens elasticitetsmodul [N/m²], $A_{fjäder}$ [m²] är markarean som representeras av aktuell fjäder och l_{mark} är effektiv längd hos markmaterialet. Storleken på $A_{fjäder}$ beror

dock på inbördes avstånd mellan olika fjädrar (dvs. elementnätets storlek) och upplagets djup (sulans bredd). För att ge en mer generell beskrivning av markens modellerade styvhet k uttrycks denna här istället med enheten $[N/m^3]$ som

$$k = \frac{k_{fjäder}}{A_{fjäder}} = \frac{E_{mark}}{l_{mark}} \quad (3.2)$$

I utförd parameterstudie ingick vägg av både normalbetong och av lättbetong. Vidare varierades markens styvhet, där denna antogs ha ett konstant värde över hela väggens längd. Följande värden användes för vägg och fjäderstyvhet:

- **Vägg:** $m_{tak}' = 240 \text{ kg/m}$ (extra massa på taket)
 - **Betong:** $E_c = 31 \text{ GPa}$, $\nu = 0,2$, $\rho_c = 2500 \text{ kg/m}^3$
 - **Lättbetong:** $E_c = 2,1 \text{ GPa}$, $\nu = 0,2$, $\rho_c = 500 \text{ kg/m}^3$
- **Markstyvhet:** $k = [0,001 \ 0,01 \ 0,1 \ 1] \text{ GN/m}^3$



Figur 3.3 Jämförelse av geometri i känslighetsanalys av Vägg 1.
Comparison of geometry in sensitivity analysis of Wall 1.

I tidigare arbete (Folkow *et al.*, 2021) utgicks från värden på markstyvheter som i efterhand delvis bedömts vara alltför höga och i här utfört arbete har denna styvhet därför reducerats. En annan ändring gentemot tidigare arbete är enhet för markstyvhet. Tidigare

utgicks från en styvhet k' med enhet $[\text{GN}/\text{m}^2]$ medan det i denna rapport istället används en styvhet k med enhet $[\text{GN}/\text{m}^3]$. Förhållandet mellan dessa båda kan skrivas som

$$k = \frac{k'}{b_{sula}} \quad (3.3)$$

där b_{sula} är bredden på den betongsula som väggen vilar på. I Folkow *et al.* (2021) användes $k' = [0,04 \ 0,16 \ 1 \ 10 \ 100] \text{ GN}/\text{m}^2$, vilket med $b_{sula} = 0,4 \text{ m}$, medför att de däri utförda parameterstudierna utgick från $k = [0,1 \ 0,4 \ 2,5 \ 25 \ 250] \text{ GN}/\text{m}^3$.

3.2 Last

Vibrationsbelastning mot byggnad simulerades som en förenklad vertikal rörelse

$$v_z(t) = v_A \cdot \sin \omega t \quad (3.4)$$

bestående av en sinusvåg med amplitud v_A och vinkelfrekvens ω . Denna vibrationsvåg antogs i sin tur komma in mot väggen från sidan där den förflyttade sig i horisontalled med våghastigheten c , se Figur 3.4 för schematisk illustration av simulerat lastfall. I utförda studier gavs lastpulsens en varaktighet motsvarande tre tidsperioder, dvs.

$$t_{vibr} = 3 \cdot T \quad (3.5)$$

där

$$T = \frac{1}{f} = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.6)$$

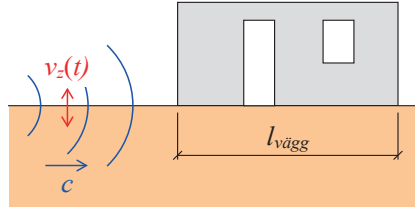
är perioden och f frekvensen. Den totala simuleringstiden t_{sim} valdes till

$$t_{sim} = 2 \cdot (t_{vägg} + t_{vibr}) \quad (3.7)$$

där

$$t_{vägg} = \frac{l_{vägg}}{c} \quad (3.8)$$

är tiden det tog för vibrationen att färdas sträckan $l_{vägg}$, från väggens främre till dess borte ände. Därmed kunde väggens respons registreras både under belastning samt tiden direkt efter det att belastningen försvunnit. Detta innebar även att det, beroende på kombination av strukturlängd l_{struk} , våghastighet c samt lastfrekvens f , var möjligt att vibrationslasten avslutades i väggens främre ände innan någon vibrationslast ens nått fram till dess bakre ände.



Figur 3.4 Schematisk illustration av vibrationslast $v(t)$ som kommer in från vänster mot studerad vägg och som förflyttar sig i horisontalld med våghastigheten c . *Schematic illustration of vibration load $v(t)$, entering from the left, moving horizontally towards the wall with the wave speed c .*

Följande lastparametrar användes i parameterstudien:

- $v_A = 100$ mm/s
- $f = [25, 50, 100, 200]$ Hz
- $c = [500, 2000]$ m/s

3.3 Finita elementmodell

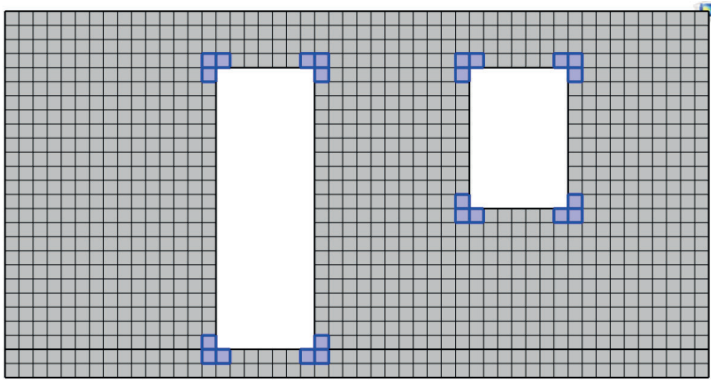
Den belastade väggens respons studerades med hjälp av numeriska simuleringar utförda med användande av finita elementmetoden (FEM). Samtliga simuleringar utfördes i det generella FE-programmet COMSOL Multiphysics med antagande av linjärelastisk respons, där väggen modellerades med solidelement och marken med fjäderelement. För att reducera beräkningstiden utfördes simuleringarna i parameterstudien med enbart tvådimensionella (2D) modeller med antagande av plan spänning men i jämförelse med försök, se kapitel 4, användes även tredimensionella (3D) modeller.

Två typer av beräkningar utfördes: egenvärdesanalyser för att bestämma egenfrekvens med tillhörande modform samt transienta dynamiska analyser där numerisk direktintegration användes för att följa den dynamiskt belastade väggens respons som funktion av tiden. I båda typerna av beräkningarna användes i 2D-modellerna första ordningens solidelement. För egenvärdesanalyser användes full integration för att undvika noll-energimoder, medan det för transienta analyser² användes reducerad integration för att

² En känslighetsanalys genomfördes för de transienta 2D-analyserna med element av högre ordning (8-nodiga element). Resultatet för de studerade fallen visade att linjära element med reducerad integration generellt gav något högra spänningar men att samma spänningstrender erhöles oberoende av vilken elementordning som användes. För att reducera beräkningstiden utfördes därför fortsatta simuleringar med element av lägre ordning.

undvika alltför styva element (så kallad "shear locking"). Baserat på känslighetsanalys i Folkow *et al.* (2021) användes genomgående kvadratisk forrade element av första ordningen med sidan 0,10 m, se Figur 3.5 för elementnät i Vägg 1.

I de transienta analyserna användes Rayleigh-dämpning på 1 % för själva byggnaden vid vinkelfrekvenserna $\omega = 1$ rad/s ($f \approx 0,16$ Hz) och $\omega = 500$ rad/s ($f \approx 80$ Hz), vilket också var samma dämpning som användes i Folkow *et al.* (2021). I egenfrekvensanalyserna användes ingen dämpning eftersom den inte nämnvärt påverkar egenfrekvenserna. För några studerade kombinationer i parameterstudien gjordes även en känslighetsanalys där ett dämpvärde på 5 % antogs – skillnaden i maximal påkänning visade sig dock mestadels vara liten varvid fortsatta simuleringar genomfördes med dämpning på 1 %. För marken beaktades för enkelhetens skull inte dämpning i simuleringarna.



Figur 3.5 Elementnät i Vägg 1 enligt Figur 3.3. Blåmarkerade element i hörn hos öppningar visar områden där maximal dragpåkänning studerades.

Element mesh in Wall 1 according to Figur 3.3. Blue-marked elements in openings' corners show areas where maximum tensile stress was studied.

Element i väggen gavs en tjocklek på $t = 0,20$ m men för att korrekt beskriva effekt av att grundsulan var bredare ökades elementens tjocklek i detta område till grundsulans bredd b_{sula} . På samma sätt beaktades grundsulans bredd vid bestämning av aktuell fjäderstyvhets hos de enskilda fjädrar som användes för att modellera markstyvheten.

Styvheten i en enskild fjäder beräknades som

$$k_{fjäder} = \alpha \cdot l_{el} \cdot b_{sula} \cdot k \quad (3.9)$$

där $\alpha = 0,5$ (1,0) för en hörnnode (innernode), $l_{el} = 0,10$ m, $b_{sula} = 0,40$ m och k är markens styvhet [GN/m^3]. Detta ger enhet [GN/m] för fjäderns styvhet $k_{fjäder}$.

I de transienta analyserna användes ett tidssteg

$$\Delta t_{FEM} = 0,4 \cdot \Delta t \quad (3.10)$$

där

$$\Delta t = \frac{l_{el}}{c_{vägg}} \quad (3.11)$$

var tiden det tog för en våg att färdas sträckan $l_{el} = 0,10$ m mellan två elementnoder i väggen och våghastigheten kan beräknas som

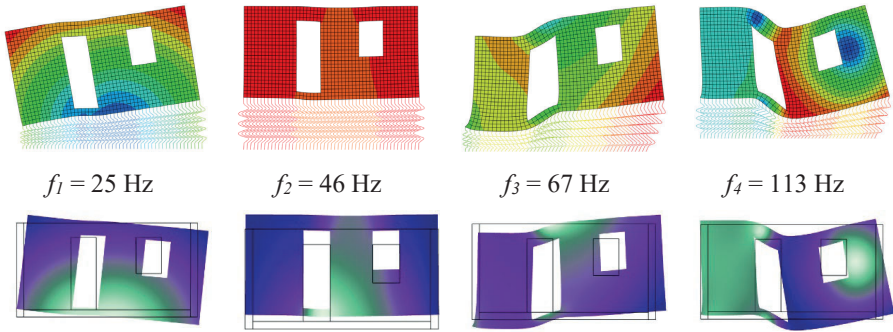
$$c_{vägg} = \sqrt{\frac{E_{vägg}}{\rho_{vägg}}} \quad (3.12)$$

där $E_{vägg}$ och $\rho_{vägg}$ är elasticitetsmodul respektive densitet hos väggmaterial.

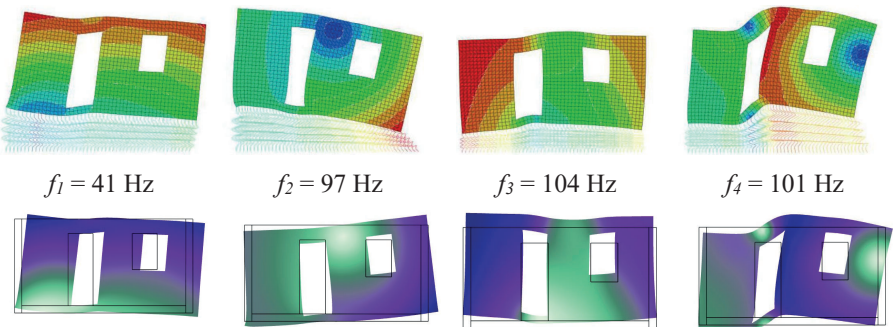
3.4 Egenfrekvens

3.4.1 Jämförelse med förstudie

I förstudien, Folkow *et al.* (2021), användes FE-programmet Abaqus/CAE och för att säkerställa att likvärdiga resultat erhöles med COMSOL Multiphysics gjordes jämförelser av några fall med varierande markstyvhet. Eftersom det fanns skillnader i modelleringen i här utförda parameterstudier och de i förstudien (inga gavelväggar, justerade randvillkor hos byggnad och annan markstyvhet) så återskapades modelleringen som användes i förstudien varvid en direkt jämförelse kunde göras. I Figur 3.6 och Figur 3.7 jämförs egenfrekvens och modformer för fall med markstyvhet $k' = 0,16$ GN/m² ($k = 0,4$ GN/m³) respektive $k' = 1$ GN/m² ($k = 2,5$ GN/m³) som användes i förstudien och av detta framgår att samma egenfrekvenser erhöles samt att modformerna förblev desamma vid användande av Abaqus/CAE och COMSOL Multiphysics (vid jämförelse av dessa modformer är det likheten mellan byggnadens deformerade geometrier som är av intresse, skillnad i färgskalor kan bortses ifrån). Jämförelser gjordes i några fall även för maximala påkänningar i vägg (redovisas inte här) när väggen utsattes för en vibrationslast, varvid det fastställdes att även dessa resultat förblev desamma. Baserat på detta kan det därför konstateras att modeller i Abaqus/CAE och COMSOL Multiphysics var likvärdiga när modellering använd i förstudien återskapades.



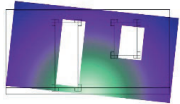
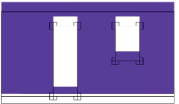

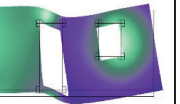
Figur 3.6 Jämförelse av egenfrekvens och modform vid markstyvhet $k' = 0,16 \text{ GN/m}^2$: (ovan) från förstudie med Abaqus/CAE, (nedan) den här rapporten med COMSOL Multiphysics. Samma egenfrekvenser erhöles i båda fallen.
Comparison of eigenfrequency and mode shape at ground stiffness $k' = 0.16 \text{ GN/m}^2$: (above) from pre-study using Abaqus/CAE, (below) this report using COMSOL Multiphysics. The same eigenfrequencies were obtained in both cases.



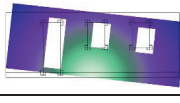
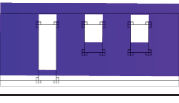

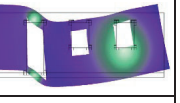
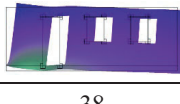
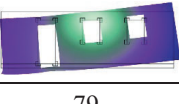
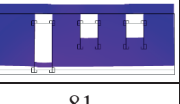
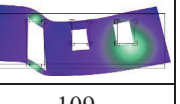
Figur 3.7 Jämförelse av egenfrekvens och modform vid markstyvhet $k' = 1 \text{ GN/m}^2$: (ovan) från förstudie med Abaqus/CAE, (nedan) den här rapporten med COMSOL Multiphysics. Samma egenfrekvenser erhöles i båda fallen.
Comparison of eigenfrequency and mode shape at ground stiffness $k' = 1 \text{ GN/m}^2$: (above) from pre-study using Abaqus/CAE, (below) this report using COMSOL Multiphysics. The same eigenfrequencies were obtained in both cases.

3.4.2 Inverkan av markstyvhet

I Figur 3.8 och Figur 3.9 jämförs egenfrekvens och modform för de fyra första egenmoderna hos Vägg 1 respektive Vägg 2. I dessa analyser har randvillkor Fri antagits, se avsnitt 3.1, eftersom detta bäst bedöms spegla en situation när en vibration från en sprängning belastar väggen. För Väg 1 förblev modformen i princip densamma oavsett markstyvhet och i Figur 3.8 visas därför enbart en gemensam form för respektive mod.

k [GN/m ³]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]
Mod-form				
0,001	1,7	2,7	63	116
0,01	5,3	8,4	63	116
0,1	16	27	66	117
1	38	81	88	131

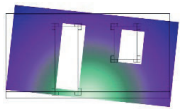
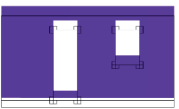

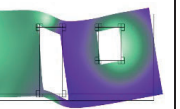
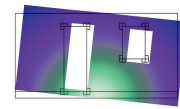
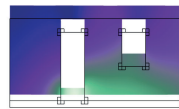
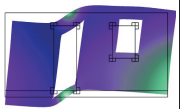
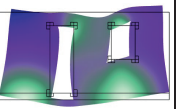
Figur 3.8 Resultande egenfrekvens för Vägg 1 vid varierande markstyvhet k vid antagande om randvillkor Fri.
Resulting eigenfrequency for Wall 1 with varying ground stiffness k assuming boundary conditions Free.

k [GN/m ³]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]
Mod-form				
0,001	2,0	2,7	49	81
0,01	6,3	8,4	49	81
0,1	19	26	51	84
Mod-form				
1	38	79	81	109

Figur 3.9 Resultande egenfrekvens för Vägg 2 vid varierande markstyvhet k vid antagande om randvillkor Fri.
Resulting eigenfrequency for Wall 2 with varying ground stiffness k assuming boundary conditions Free.

För Väg 2 erhöjls samma sak för de tre lägre markstyheterna men för $k = 1 \text{ GN/m}^3$ erhöjls en justering i vilken ordning de olika moderna uppstod. För denna markstyheter uppstod likvärdiga modformer som vid lägre markstyheter, dock bytte de plats för mod 1 till 3, se Figur 3.9 där modform ändras från ordning [1 2 3 4] till ordning [3 1 2 4]. Detta är en effekt av att Väg 2 är längre än Väg 1 och att väggens styheter därför får en annan betydelse jämfört med markens styheter.

En begränsad jämförelse gjordes även för att illustrera inverkan av val av randvillkor för byggnadens horisontella rörelse, se avsnitt 3.1. Vid antagande om randvillkor Fast blev egenfrekvens och modform för mod 1 och 2 nästan identiska medan högre frekvens erhöjls för mod 3 och 4 samtidigt som formen för framförallt mod 4 ändrade sig, se Figur 3.10 för en jämförelse av modform och egenfrekvens vid $k = 0,1 \text{ GN/m}^3$. I fortsatta parameterstudier användes randvillkor Fri – inverkan av randvillkor Fast undersöktes dock även vidare vid jämförelse med försök, se avsnitt 4.3.

Randvillkor	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]
Fri				
	16	27	66	117
Fast				
	17	27	104	164

Figur 3.10 Jämförelse av egenfrekvens vid markstyheter $k = 0,1 \text{ GN/m}^3$ vid antagande om randvillkor Fri respektive Fast.

Comparison of eigenfrequency at ground stiffness $k = 0.1 \text{ GN/m}^2$: assuming boundary conditions Free and Fixed, respectively.

För ett enfrihetsgradssystem med styheter k och massa m kan egenfrekvensen f beräknas som

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{k}{m}} \quad (3.13)$$

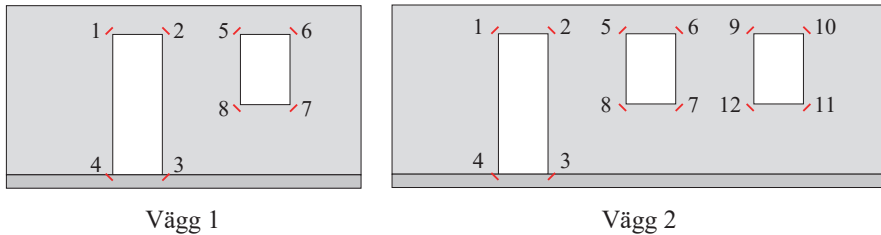
Detta medför att en ökning av styheter k med en faktor 10, och bibehållen massa m , medför att frekvensen f ökar med en faktor $10^{0,5} \approx 3,2$. Denna ökning kan också noteras i Figur 3.8 för den andra moden där skillnad i f_2 , för olika markstyheter, motsvarar värdet på denna kvot. Motsvarande kan även ses i Figur 3.9, där samma kvot för frekvensvärden uppkommer för mod 2 vid $k = 0,001-0,1 \text{ GN/m}^3$ och för mod 3 vid $k = 1 \text{ GN/m}^3$. För mod 1 kan liknande samband ses i Figur 3.8 och Figur 3.9, även om kvotvärden inte är

riktigt lika samstämmiga. Sammantaget innebär detta dock att markens styvhet hade en helt avgörande inverkan på vilken egenfrekvens som erhöles för de två första moderna i Figur 3.8 och Figur 3.9. Att så är fallet kan också ses på modformerna, där det framgår att väggens deformation i princip motsvarar den som fås för en stel kropp. För tredje och fjärde moden erhöles dock en annan respons. I både Figur 3.8 och Figur 3.9 kan noteras att f_3 och f_4 är i princip oförändrade vid markstyvhet $k = 0,001-0,1 \text{ GN/m}^3$, medan en tydlig inverkan erhöles när $k = 1 \text{ GN/m}^3$. Detta visar att för dessa modformer så hade markens styvhet liten inverkan och att det istället var väggens styvhet som avgjorde vilken egenfrekvens som erhöles. Det var således först när markstyvheten blev tillräckligt stor, $k = 1 \text{ GN/m}^3$, som den fick någon betydelse för resulterande egenfrekvens.

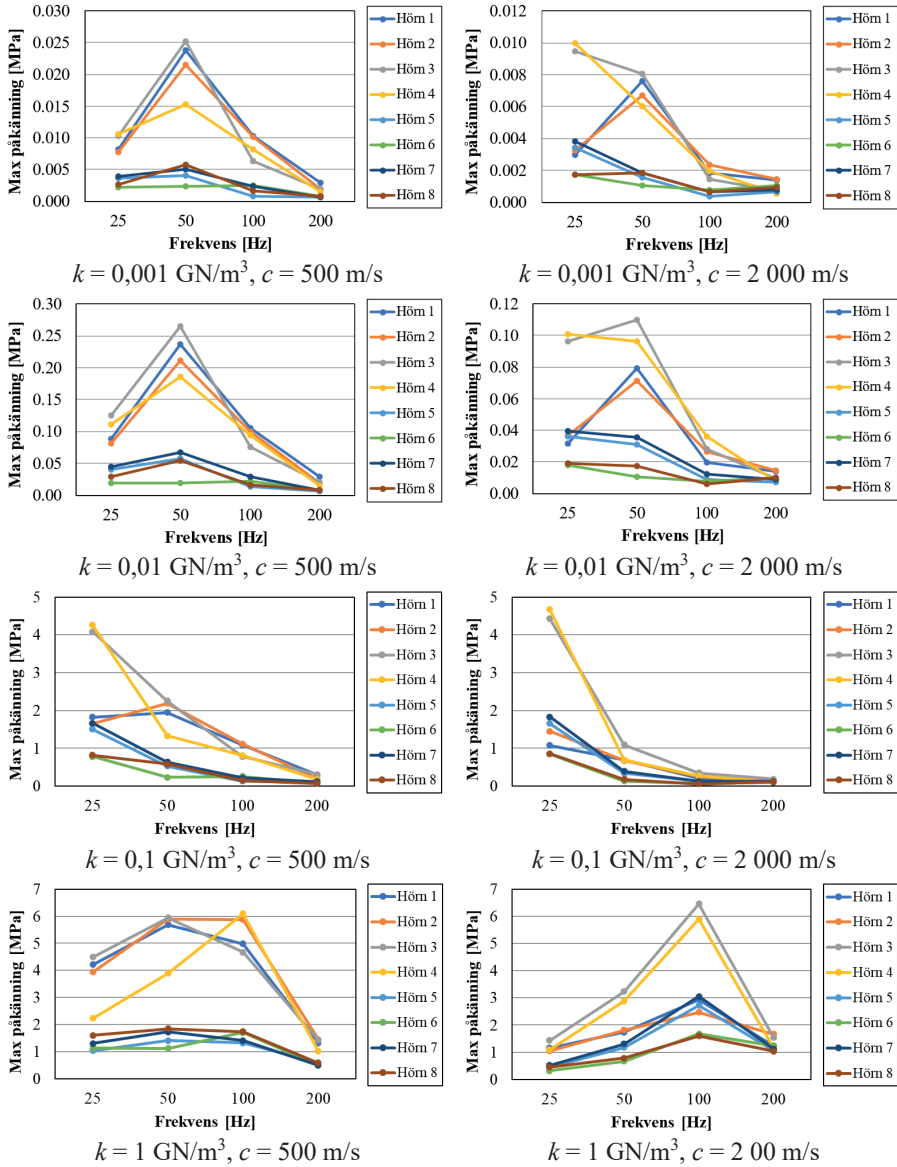
3.5 Resultat

3.5.1 Vägg av betong

För att undersöka skaderisken på vibrationsutsatt vägg studerades maximala dragpåkänningar i kritiska områden under belastningsförloppet. Studerade områden utgjordes av väggöppningarnas hörnområden, se blåmarkerade element i Figur 3.5 för princip samt Figur 3.11 för numrering av studerade områden i Vägg 1 och Vägg 2. Jämförelser gjordes för olika kombinationer av markstyvhet k , lastfrekvens f och vågutbredningshastighet c , i enlighet med avsnitt 3.1 och 3.2, och gjordes för olika geometrier i form av Vägg 1 och Vägg 2. Se Figur 3.12 respektive Figur 3.13 för en sammanställning av resultat för väggar av betong.

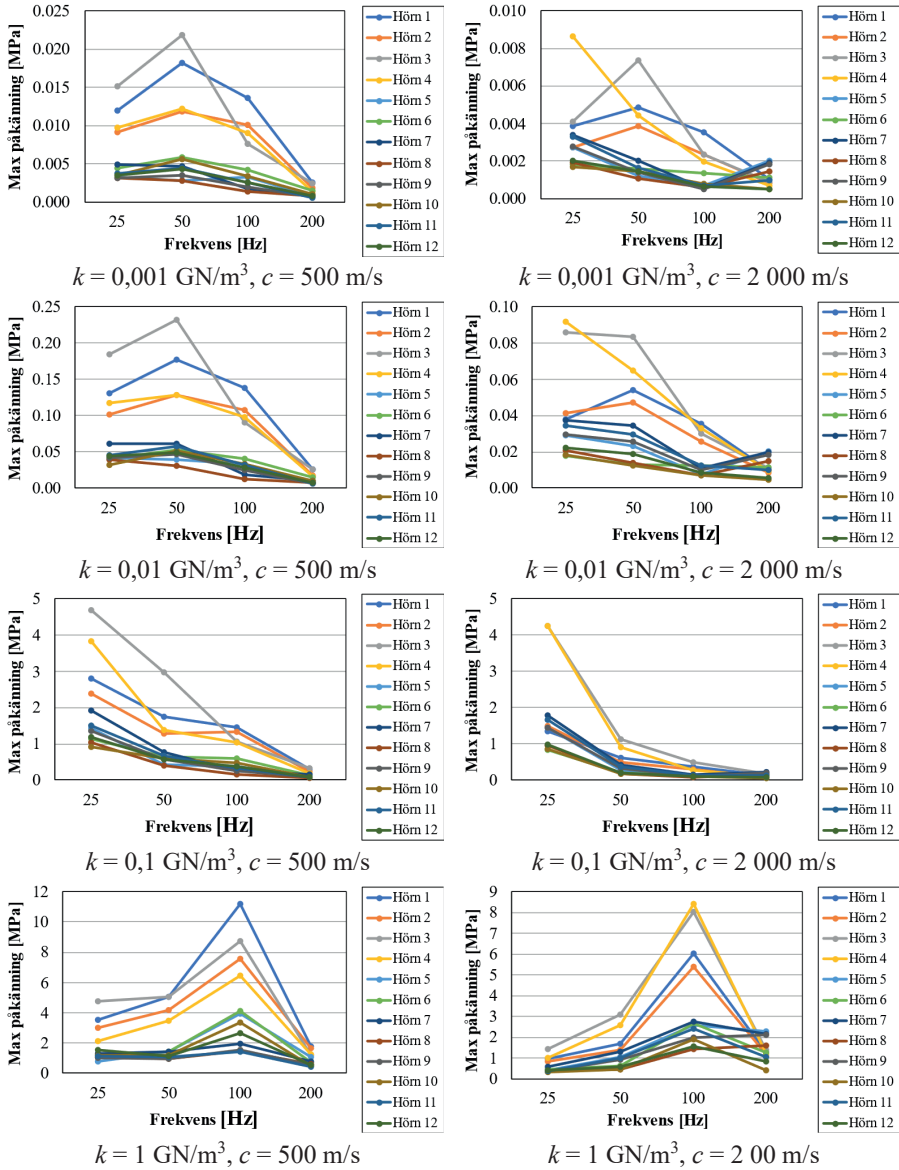


Figur 3.11 Numrering av hörnområden för resultat i numeriska simuleringar.
Numbering of corner regions for results in numerical simulations.



Figur 3.12 Maximala påkänningar i Vegg 1 (betongvägg) vid varierande värde på markstyvhet k , lastfrekvens f och våghastighet c .

Maximum stresses in Wall 1 (concrete wall) at varying values of ground stiffness k , load frequency f and wave speed c .



Figur 3.13 Maximala påkänningar i Vegg 2 (betongvägg) vid varierande värde på markstyvhet k , lastfrekvens f och våghastighet c .

Maximum stresses in Wall 2 (concrete wall) at varying values of ground stiffness k , load frequency f and wave speed c .

Från Figur 3.12 och Figur 3.13 kan följande sammanställning av maximal dragpåkänning σ_{max} göras för markstyvhet $k = [0,001 \ 0,01 \ 0,1 \ 1] \text{ GN/m}^3$:

- Vägg 1 (betong)
 - $c = 500 \text{ m/s}$: $\sigma_{max} = [0,02 \ 0,2 \ 3,7, \ 6,0] \text{ MPa}$ vid $f = [50 \ 50 \ 25 \ 50] \text{ Hz}$
 - $c = 2 \ 000 \text{ m/s}$: $\sigma_{max} = [0,01 \ 0,1 \ 4,2, \ 6,0] \text{ MPa}$ vid $f = [25 \ 50 \ 25 \ 100] \text{ Hz}$
- Vägg 2 (betong)
 - $c = 500 \text{ m/s}$: $\sigma_{max} = [0,02 \ 0,2 \ 4,7, \ 11] \text{ MPa}$ vid $f = [50 \ 50 \ 25 \ 100] \text{ Hz}$
 - $c = 2 \ 000 \text{ m/s}$: $\sigma_{max} = [0,01 \ 0,1 \ 4,3, \ 8,3] \text{ MPa}$ vid $f = [25 \ 25 \ 25 \ 100] \text{ Hz}$

Det kan dels noteras att det erhöles mycket låga dragspänningar vid låg markstyvhet $k = [0,001 \ 0,01] \text{ GN/m}^3$, dels att maximal dragspänning erhöles vid olika lastfrekvens f för olika kombinationer av k och våghastighet c . En sammanställning av kritiska kombinationer som resulterar i maximal påkänning i vägg (●) eller maximal påkänning i minst ett kritiskt område (○) ges i Tabell 3.1 och Tabell 3.2 för Vägg 1 respektive Vägg 2.

Dessa resultat kan jämföras med de som erhöles i förstudien (Folkow *et al.*, 2021), se Tabell 3.3 för en jämförelse av resultat från Tabell 3.1 och i förstudie. Det ska noteras att de modellerade förhållandena inte var identiska i här utförd parameterstudie och i förstudien, de bedöms dock här vara tillräckligt lika för att kunna göra denna jämförelse. Av detta kan konstateras att resultat i ny studie är i linje med vad som erhöles i förstudien – kritisk kombination av f och c är likvärdiga för markstyvhet $k = 1 \text{ GN/m}^3$ och $k = 2.5 \text{ GN/m}^3$.

Tabell 3.1 Sammanställning av kritisk kombination av markstyvhet k , lastfrekvens f , och våghastighet c för vilka maximal dragspänning erhöles i Vägg 1 (betong).
Compilation of critical combination of ground stiffness k , load frequency f , and wave velocity c for which maximum tensile stress was obtained in Wall 1 (concrete).

f [Hz]	$k = 0,001 \text{ GN/m}^3$		$k = 0,01 \text{ GN/m}^3$		$k = 0,1 \text{ GN/m}^3$		$k = 1 \text{ GN/m}^3$	
	c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]	
	500	2 000	500	2 000	500	2 000	500	2 000
25		●		○	●	●		
50	●	○	●	●	○		●	
100							○	
200								●

● = Maximal dragspänning i vägg.

○ = Maximal dragspänning i minst ett hörn område.

Tabell 3.2 Sammanställning av kritisk kombination av markstyvhet k , lastfrekvens f , och våghastighet c för vilka maximal dragspänning erhöles i Väg 2 (betong).
Compilation of critical combination of ground stiffness k , load frequency f , and wave velocity c for which maximum tensile stress was obtained in Wall 2 (concrete).

f [Hz]	$k = 0,001 \text{ GN/m}^3$		$k = 0,01 \text{ GN/m}^3$		$k = 0,1 \text{ GN/m}^3$		$k = 1 \text{ GN/m}^3$	
	c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]	
	500	2 000	500	2 000	500	2 000	500	2 000
25		•		•	•	•		
50	•	○	•	○				
100							•	•
200								○

• = Maximal dragspänning i vägg.

○ = Maximal dragspänning i minst ett hörnrområde.

Tabell 3.3 Sammanställning av resultat i Tabell 3.1 och förstudie (Folkow *et al.*, 2021).
*Compilation of results in Tabell 3.1 and pre-study (Folkow *et al.*, 2021).*

f [Hz]	k [GN/m ³]														
	0,001		0,01		0,1		1		2,5 ¹⁾		25 ¹⁾		250 ¹⁾		
	c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]		
	500	2000	500	2000	500	2000	500	2000	500	2000	500	2000	500	2000	
25		•		○	•	•									
50	•	○	•	•	○		•		•	○					
100							○	•		•		•	○	○	•
200											•		•	•	

¹⁾ Data från förstudie (Folkow *et al.*, 2021) där markstyvhet angiven i förstudie har räknats om enligt ekvation (3.3).

Av sammanställning i Tabell 3.1 och Tabell 3.2 är det svårt att se ett entydigt mönster om vilken lastfrekvens som resulterar i de högsta dragpåkänningarna för en given kombination av k och c . För låga markstyvheter, $k = 0,001-0,1 \text{ GN/m}^3$, erhöles dock för både Väg 1 och Väg 2 att $f = 25 \text{ Hz}$ eller 50 Hz resulterade i högsta dragpåkänningar medan det för högre markstyvhet, $k = 1 \text{ GN/m}^3$, erhöles att $f = 50 \text{ Hz}$ eller 100 Hz gav högst dragpåkänningar.

I sammanhanget ska noteras att en styvhet $k = 1 \text{ GN/m}^3$ har bedömts utgöra en mycket hög styvhet (som jämförelse kan påpekas att i jämförelse med norska försök så bedömdes $k = 0,32 \text{ GN/m}^3$ utgöra en god approximation på markstyvhet för byggnad som var placerad på 0,5 m packad grusfyllning över berg, se avsnitt 4.4.1). Beaktat detta så indikerar ovanstående resultat att låga lastfrekvenser (25 och 50 Hz) är mer benägna att generera höga dragpåkänningar i väggen än höga lastfrekvenser (100 och 200 Hz). Vidare kan konstateras att om markstyvheten är tillräckligt låg ($k = 0,001-0,01 \text{ GN/m}^3$) så blir erhållna dragpåkänningar så små att de också borde kunna bortses ifrån. För den aktuella väggen medför detta således att markstyvheter av ungefärlig storleksordning på $k \approx 0,05-$

0,5 GN/m³ borde vara av intresse. Även för denna begränsade variation av markstyvhet fås dock kritiska dragpåkänningar inom ett spann av 25-100 Hz, vilket gör att det är svårt att entydigt peka ut en given lastfrekvens som mer eller mindre kritisk för potentiell skadeverkan i byggnad.

För Väg 1 gjordes även en begränsad studie av vilken inverkan som små justeringar i väggöppningarnas mått skulle ha, se Figur 3.3. Resultatet av denna studie visade dock att skillnaden i både egenfrekvens och resulterande dragpåkänningar var försumbar. För de markstyvheter som ingått i den här studien så medför de begränsade geometriska justeringar som undersökts således inte någon praktisk betydelse för de påkänningar som uppstår i väggen.

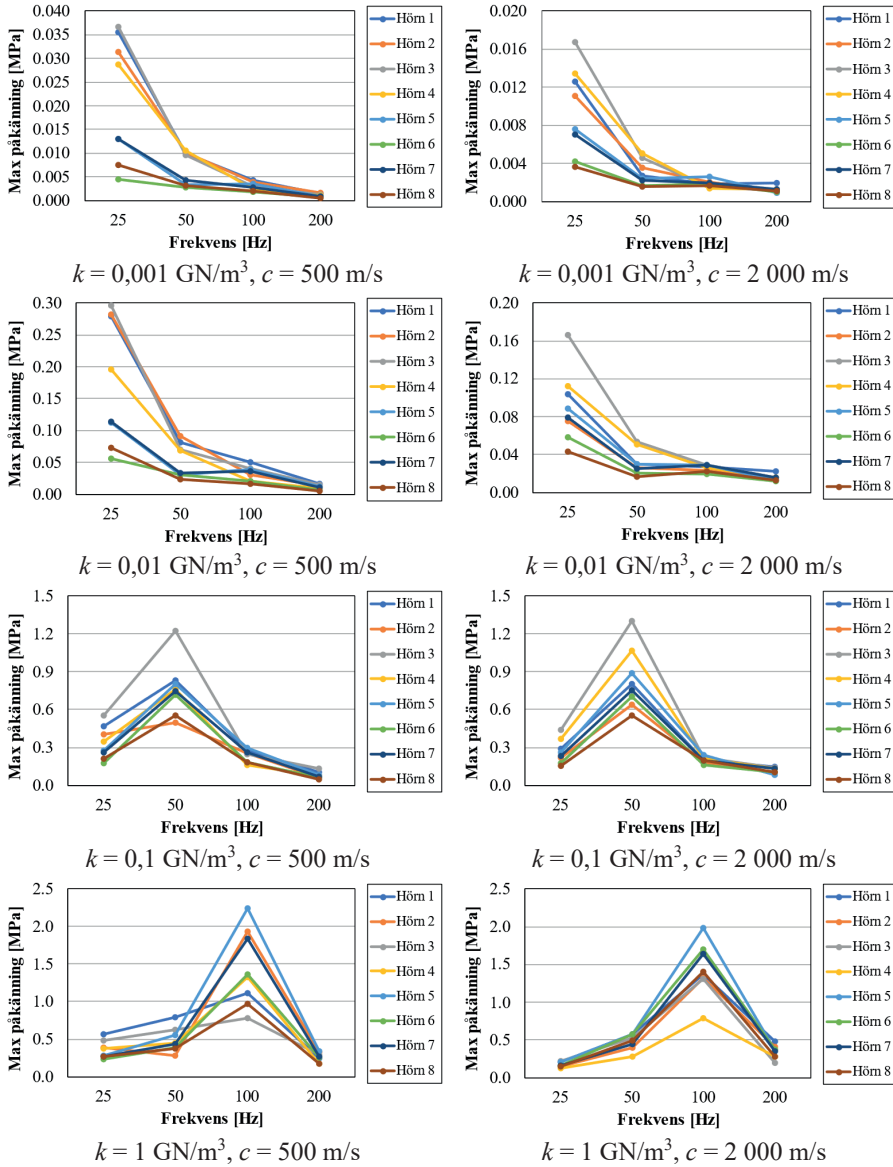
3.5.2 Väg 1 av lättbetong

I detta avsnitt presenteras samma typ av resultat som i avsnitt 3.5.1 men för vägg av lättbetong, se Figur 3.14 och Figur 3.15. Från Figur 3.14 och Figur 3.15 fås följande maximala dragpåkänning σ_{max} för markstyvhet $k = [0,001 \ 0,01 \ 0,1 \ 1]$ GN/m³:

- Väg 1 (lättbetong)
 - $c = 500$ m/s: $\sigma_{max} = [0,04 \ 0,3 \ 1,2, \ 2,3]$ MPa vid $f = [25 \ 25 \ 50 \ 100]$ Hz
 - $c = 2 \ 000$ m/s: $\sigma_{max} = [0,02 \ 0,2 \ 1,3, \ 2,0]$ MPa vid $f = [25 \ 25 \ 50 \ 100]$ Hz
- Väg 2 (lättbetong)
 - $c = 500$ m/s: $\sigma_{max} = [0,03 \ 0,4 \ 1,6, \ 2,5]$ MPa vid $f = [25 \ 25 \ 50 \ 100]$ Hz
 - $c = 2 \ 000$ m/s: $\sigma_{max} = [0,01 \ 0,2 \ 1,5, \ 2,2]$ MPa vid $f = [25 \ 25 \ 50 \ 100]$ Hz

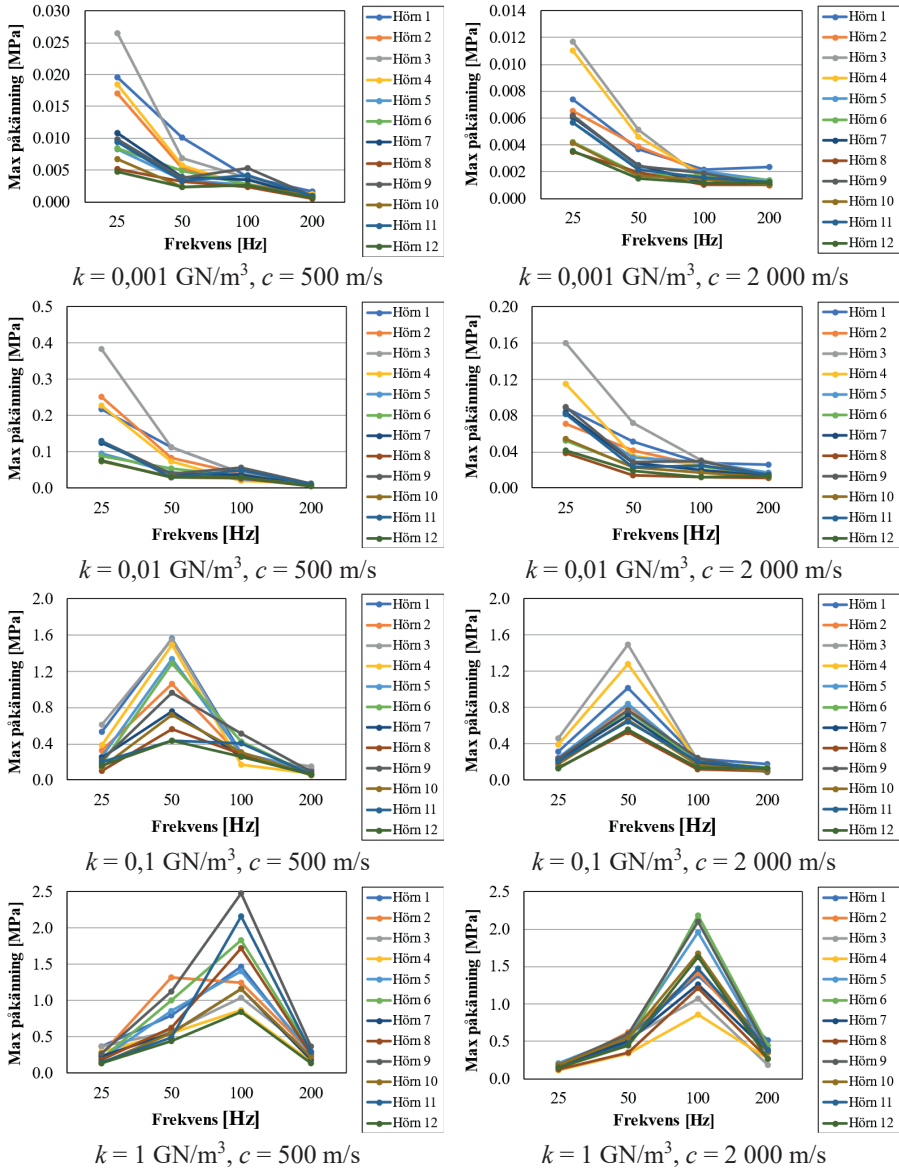
Storleken på maximala dragspänningar är likvärdiga med de som fås för vägg av betong, se avsnitt 3.5.1, dock uppstod de mest kritiska värdena till stor del vid andra lastfrekvenser. Detta visar att det inte enbart är markstyvhets- och lastfrekvensens storlek som är av intresse utan även att byggnadens egenskaper (styvhet) har betydelse för slutlig respons.

I Tabell 3.4 och Tabell 3.5 sammanställs kritisk kombination av maximal påkänning i Väg 1 respektive Väg 2 varvid det tydligare framgår att fördelningen skiljer sig en del gentemot vad som erhöles för vägg av betong i Tabell 3.1 och Tabell 3.2. Med resonans enligt ovan för vägg av betong, att markstyvheter med ungefärlig storleksordning på $k \approx 0,05\text{-}0,5$ GN/m³ är av primärt intresse, så fås för vägg av lättbetong kritiska dragpåkänningar inom ett spann av 25-50 Hz.



Figur 3.14 Maximala påkänningar i Vegg 1 (lätbetongvägg) vid varierande värde på markstyvhet k , lastfrekvens f och våghastighet c .

Maximum stresses in Wall 1 (lightweight concrete wall) at varying values of ground stiffness k , load frequency f and wave speed c .



Figur 3.15 Maximala påkänningar i Väg 2 (lättbetongvägg) vid varierande värde på markstyvhet k , lastfrekvens f och våghastighet c .

Maximum stresses in Wall 2 (lightweight concrete wall) at varying values of ground stiffness k , load frequency f and wave speed c .

Tabell 3.4 Sammanställning av kritisk kombination av markstyvhet k , lastfrekvens f , och våghastighet c för vilka maximal dragspänning erhöles i Väg 1 (lätbetong).
Compilation of critical combination of ground stiffness k , load frequency f , and wave velocity c for which maximum tensile stress was obtained in Wall 1 (lightweight concrete).

f [Hz]	$k = 0,001 \text{ GN/m}^3$		$k = 0,01 \text{ GN/m}^3$		$k = 0,1 \text{ GN/m}^3$		$k = 1 \text{ GN/m}^3$	
	c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]	
	500	2 000	500	2 000	500	2 000	500	2 000
25	•	•	•	•				
50					•	•		
100							•	•
200								

• = Maximal dragspänning i vägg.

Tabell 3.5 Sammanställning av kritisk kombination av markstyvhet k , lastfrekvens f , och våghastighet c för vilka maximal dragspänning erhöles i Väg 2 (lätbetong).
Compilation of critical combination of ground stiffness k , load frequency f , and wave velocity c for which maximum tensile stress was obtained in Wall 2 (lightweight concrete).

f [Hz]	$k = 0,001 \text{ GN/m}^3$		$k = 0,01 \text{ GN/m}^3$		$k = 0,1 \text{ GN/m}^3$		$k = 1 \text{ GN/m}^3$	
	c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]		c [m/s]	
	500	2 000	500	2 000	500	2 000	500	2 000
25	•	•	•	•				
50					•	•	○	
100							•	•
200								

• = Maximal dragspänning i vägg.

3.6 Observationer

Baserat på utförd parameterstudie kan följande observationer göras:

- Markens och vågens egenskaper
 - Storleken på erhållna dragpåkänningar i struktur varierar med kombination av markstyvhet k , lastfrekvens f och våghastighet c . Det är dock svårt att i förväg förutspå vilken kombination som är kritisk. Potentiella resonans effekter kan vidare enbart delvis förklara observerad spridning i resultat.
 - Obetydlig dragspänning fås för låg markstyvhet ($k \leq 0,01 \text{ GN/m}^3$). Detta indikerar att tillräckligt mjuk mark har svårt att generera kritiska påkänningar i belastad struktur.
 - För hög markstyvhet ($k \geq 1 \text{ GN/m}^3$) indikerar resultaten att högre dragpåkänningar i struktur erhålls med ökande lastfrekvens f . Sådana markstyvheter bedöms dock vara mycket höga och förekommer därför eventuellt inte i praktiken.
- Väggens geometri och material
 - Likvärdiga resultat fås för Väg 1 och 2, viss spridning i kritisk frekvens uppstår dock.
 - Varierad storlek hos öppningar i Väg 1 har försumbar inverkan på både egenfrekvenser och resulterande dragpåkänningar – likvärdiga resultat fås för här undersökta markstyvheter.
 - Väggens materialegenskaper har viss inverkan på maximala dragpåkänningar. Responsen är dock likvärdig för både vägg av betong och lättbetong, dock skiljer sig kritiska lastfrekvenser mellan de båda.

4. JÄMFÖRELSE MED FÖRSÖK

4.1 Koncept för jämförelse

De numeriska studier som presenteras i kapitel 3 ger möjlighet att på ett smidigt sätt jämföra vilken inverkan på skaderisken som en inkommande markvibration har med hänsyn till olika parametrar så som geometri, väggmaterial, markstyvhet, lastfrekvens och våghastighet. Denna typ av numeriska simuleringar är mycket användbara för att ge en ökad fysikalisk förståelse för de fenomen som kan uppstå men det är samtidigt viktigt att poängtera att dylika beräkningar även behöver jämföras med försök för att säkerställa att den respons som de indikerar stämmer överens med verkligheten. Med anledning av detta har jämförelse gjorts med den första av de två norska försöksserier (Remedy, 2021) som beskrivs i avsnitt 2.2.

I försöksserie 1 användes två byggnader – en bestående av platsgjuten betong och en av lättbetongblock – för att studera vibrationer och skaderisk av närliggande sprängningar. I här utförda jämförelser har utgått från dessa försök och nedan beskrivs kortfattat det koncept som användes för detta.

- Markstyvheten kalibrerades i FE-modellen så att resultat i egenfrekvens för betongbyggnadens lägsta moder stämde överens med de som erhöles i försök.
- Utifrån kalibrerad markstyvhet, beräknades och jämfördes egenfrekvens med byggnad av lättbetongblock.
 - Markstyvheten bedöms ha varit likvärdig i försök för både betongbyggnad och lättbetongbyggnad, varför samma värde användes.
- I försöken uppmättes markvibrationer $v(t)$ i berget framför och bakom de belastade byggnaderna. Dessa data användes därefter som indata i numeriska simuleringar, varvid respons i byggnad (vibrationer i väggar och tøjningar vid hörn, se Figur 2.2) kunde jämföras.
 - Någon perfekt överensstämmelse förväntades inte mellan försök och numeriska simuleringar – förhoppningen var dock att simuleringarna skulle kunna återskapa observerade trender från försöken och därigenom påvisa att simuleringarna lyckades beskriva en konceptuellt korrekt respons.

Vid jämförelse mellan försök och numeriska simuleringar visade det sig inte vara möjligt att för lättbetongbyggnaden återskapa de egenfrekvenser som uppmättes i försöken, se avsnitt 4.4.2. Med anledning av detta gjordes därför inte heller någon vidare jämförelse av resulterande vibrationer och tøjningar i väggarna för denna byggnad.

4.2 Försöksresultat

I avsnitt 2.2 ges en övergripande beskrivning av utförda försök. I denna rapport görs enbart en jämförelse med försöksserie 1 och här begränsas därför också återgiven data till denna.

Byggnaderna förseddes med totalt åtta geofoner för att mäta vibrationer samt sex töjningsgivare för att mäta deformationer vid öppningarnas hörn, se Figur 2.2. För att mäta vibrationer i marken användes tre geofoner, två framför och en bakom byggnaderna, som placerades på bergytan omkring 0,5 m under marknivån, se Figur 2.5. Vertikala rörelser uppmättes i givare Mp1 till Mp3 medan det i givare Mp2 även mättes rörelser i horisontal-led. Vid utvärdering visade det sig dock att geofonen närmast framför byggnaderna (Mp2) tyvärr varit placerad på ett löst block och att dess mätvärden inte var representativa. Dessa mätresultat utgick därför från studien. Det saknades således mätningar på horisontella markvibrationer i försöken, varför beaktande av dessa inte heller kunde tas.

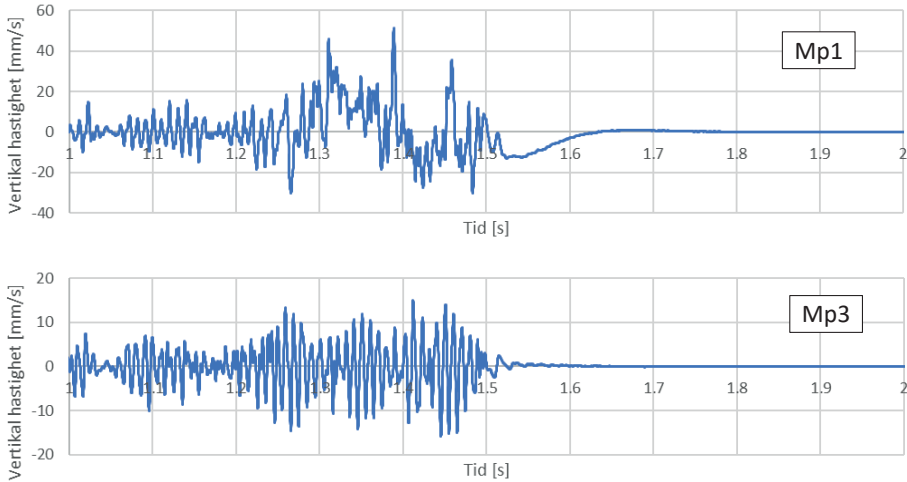
I försöksserie 1 genomfördes fem sprängsalvor, se Figur 2.4a, med fördelning av antal laddade hål, storlek på laddning samt avstånd till byggnad enligt Tabell 4.1. Salva 1 till 4 detonerades med en tidsskillnad på 10 ms mellan varje hål i en rad medan det i Salva 5 detonerades två laddningar åt gången. Tidsskillnad i detonation mellan två rader varierade mellan 10 och 60 ms, undantaget var Salva 2 där tidsavståndet uppgick till 3 s, vilket var så stort att de kunde betraktas som två separata salvor. Salva 5 genererade så höga vibrationer att de gick utanför aktuellt mätområde och denna salva har därför här utelämnats från fortsatt jämförelse.

Tabell 4.1 Sammanställning av sprängsalvor. Baserat på Remedy (2021).
Compilation of blasts. Based on Remedy (2021).

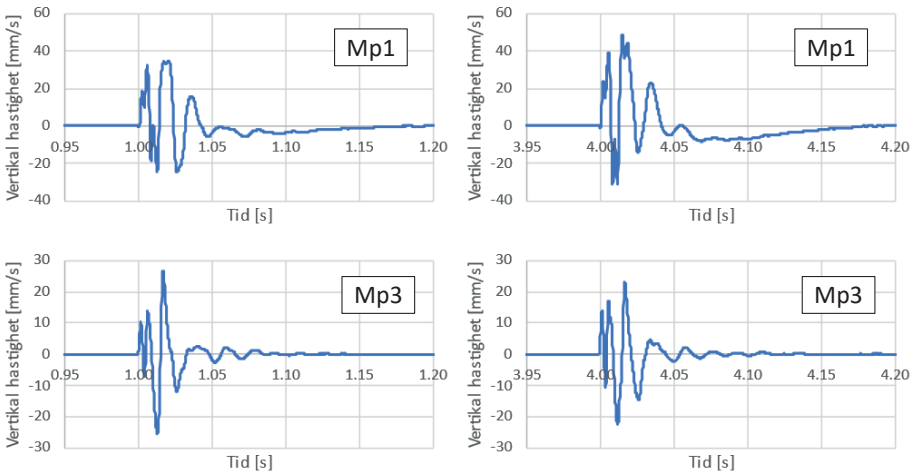
Salva	Laddade hål [st]	Total laddning [kg]	Max laddning [kg]	Avstånd [m]	Vinkel [°]
1	46	222	8,4	30,0	77-81
2.1	1	3,0	3,0	26,7	81-82
2.2	1	3,5	3,5	23,5	81-82
3	53	404	14	18,5	67-79
4	22	287	16,4	13,2	55-70
5	20	266	37,8	7,2	38-65

I Figur 4.1 till Figur 4.4 jämförs $v_z(t)$ i mätpunkt Mp1 och Mp3 för Salva 1 till Salva 4. Av detta framgår att både utseende och amplitud hos dessa skiljer sig tämligen mycket. Att amplituden är lägre i Mp3 än i Mp1 är dock naturligt eftersom den förra befinner sig på längre avstånd från detonerad laddning. Bakomliggande orsak till att formen på $v_z(t)$ bitvis skiljer sig väsentligt (särskilt för Salva 1) mellan de två mätpunkterna är dock

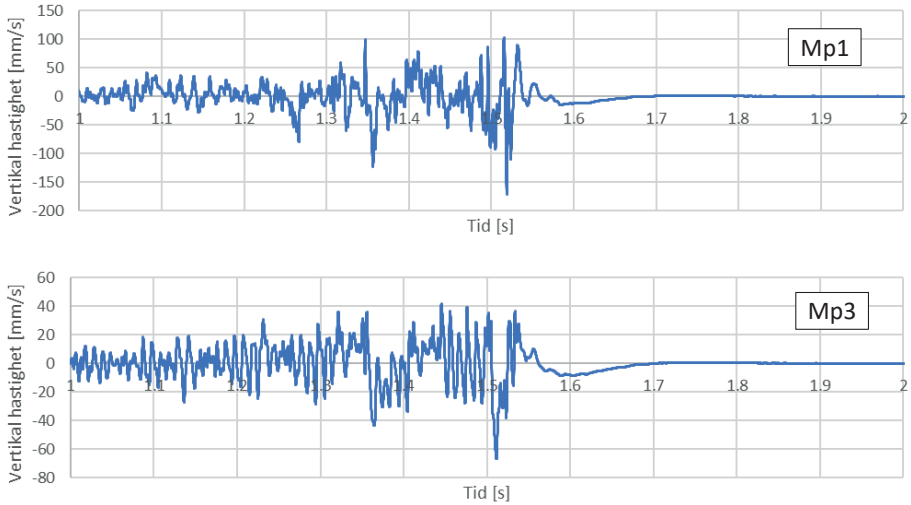
okänd. Avvikelse från nollinjen ($v = 0$ mm/s) på värden för Mp1 under tiden $t = 1,3-1,5$ s för Salva 1 i Figur 4.1 kan dock indikera att denna mät punkt också varit placerad på ett delvis löst block. En liknande avvikelse kan även ses för Salva 3 i Figur 4.3 under tiden $t = 1,4-1,5$ s. I Figur 4.5 visas frekvensinnehållet i Mp1 och Mp3 för Salva 1 till 4, varvid Salva 2 har delats upp i två separata delar. Av denna jämförelse kan också noteras att frekvensinnehållet i flera fall skiljer sig mellan Mp1 och Mp3.



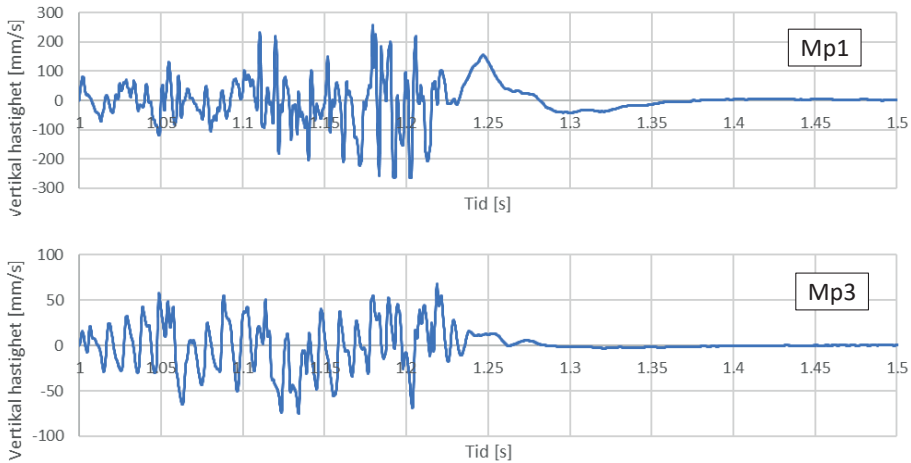
Figur 4.1 Jämförelse av $v_z(t)$ i mät punkt Mp1 och Mp3 för Salva 1.
Comparison of $v_z(t)$ in measuring point Mp1 and Mp3 for Blast round 1.



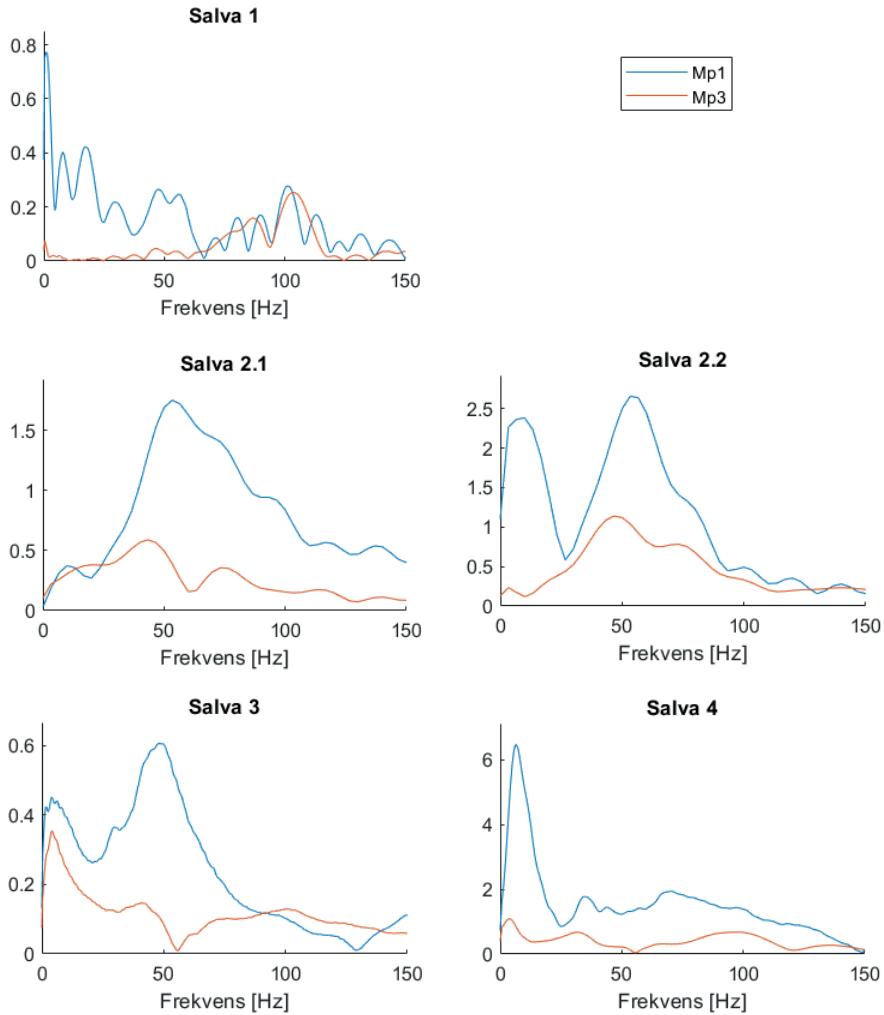
Figur 4.2 Jämförelse av $v_z(t)$ i mät punkt Mp1 och Mp3 för Salva 2.
Comparison of $v_z(t)$ in measuring point Mp1 and Mp3 for Blast round 2.



Figur 4.3 Jämförelse av $v_z(t)$ i mätpunkt Mp1 och Mp3 för Salva 3.
Comparison of $v_z(t)$ in measuring point Mp1 and Mp3 for Blast round 3.



Figur 4.4 Jämförelse av $v_z(t)$ i mätpunkt Mp1 och Mp3 för Salva 4.
Comparison of $v_z(t)$ in measuring point Mp1 and Mp3 for Blast round 4.



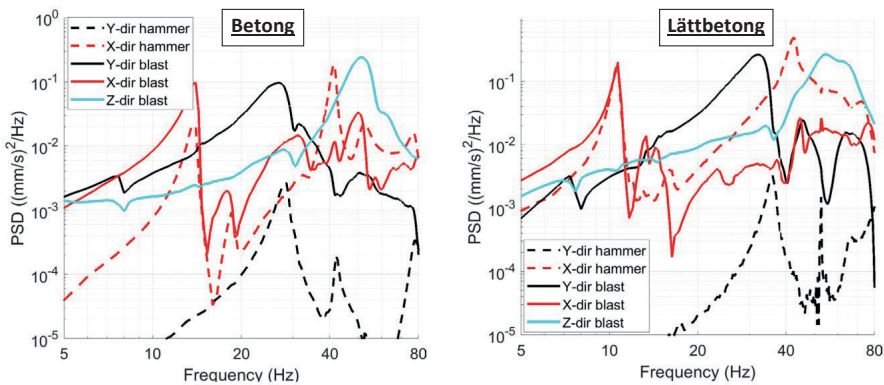
Figur 4.5 Frekvensinnehåll för $v_z(t)$ i mät punkt Mp1 och Mp3 för Salva 1 till 4, varvid Salva 2 har delats upp i två separata delar.

Frequency content of $v_z(t)$ in measurement point Mp1 and Mp3 for Blast round 1 to 4, in which Blast round 2 has been divided into two separate parts.

I försöken erhöles en genomsnittlig vågutbredningshastighet på $c_P = 4260$ m/s och $c_S = 2644$ m/s för tryckvåg (P-våg) respektive skjuvvåg (S-våg). Vid simulering av försök användes slutligen en våghastighet i enlighet med skjuvvågen, dvs. $c = c_S = 2644$ m/s.

För de båda byggnaderna utfördes hammartest för att uppskatta byggnadernas egenfrekvens och utgående från detta kunde byggnadens första egenmoder uppskattas, se Figur 4.6. I denna figur ses även frekvenser när resultat från Salva 2 använts för att uppskatta byggnadens egenmoder när denna utsätts för en mer kraftfull excitering i form av Salva 2. Av detta gjordes följande uppskattning av de första egenmoderna i x -, y - och z -riktning (se Figur 2.2 för definition av riktningar):

- Hammarslag
 - Betongbyggnad: $f_x \approx 14$ Hz, $f_y \approx 28$ Hz
 - Lättbetongbyggnad: $f_x \approx 11$ Hz, $f_y \approx 36$ Hz
- Sprängning, Salva 2
 - Betongbyggnad: $f_x \approx 14$ Hz, $f_y \approx 26$ Hz, $f_z \approx 51$ Hz
 - Lättbetongbyggnad: $f_x \approx 11$ Hz, $f_y \approx 32$ Hz, $f_z \approx 54$ Hz



Figur 4.6 Eigenfrekvens med hammartest. Grafer från Remedy (2021).
Eigenfrequency with hammer test. Graphs from Remedy (2021).

Det kan noteras att det för f_y uppstår en viss skillnad i värde vid utvärdering från hammarslag och från Salva 2. Detta tros bero på att exciteringen i den senare är betydligt mer kraftfull, vilket tros kunna ha en viss inverkan på byggnadens randvillkor – detta kommenteras också mer i avsnitt 4.4.1.

4.3 Modellering av byggnad

Modellering av byggnad har gjorts enligt samma princip som beskrivs i avsnitt 3.1 och 3.3. Materialdata för vägg valdes i enlighet med vad som anges i avsnitt 3.1. Dock gjordes några justeringar i väggens geometri samt markmaterial, detta eftersom byggnaden dels

bestod av fyra väggar (i kapitel 3 antogs en fristående vägg utan gavlar), dels att geometrin för byggnad i lättbetong skilde sig något från den i normalbetong.

För jämförelse med försök undersöktes egenmoder med utsvängning i byggnadens båda horisontella riktningar. För att göra detta användes två 2D-modeller – en för byggnadens långsida och en för dess kortsida. I Figur 4.7 illustreras geometriska parametrar för modellering av byggnad och markstyvhets för dessa båda modeller. Halva byggnadens bredd inkluderades i modellen, vilket medförde att $t_{gavel} = b_{sula,gavel} = 1,0$ m för långsida samt att $t_{sida} = b_{sula,sida} = 2,5$ m för kortsida. För jämn fördelad massa på tak användes $m'_{tak} = 240$ kg/m och 625kg/m för modellering av långsida respektive kortsida.

För övriga parametrar användes följande:

- Betongbyggnad: $t_{vägg} = 0,2$ m, $t_{gavel} = 1,0$ m, $b_{sula} = 0,4$ m
- Lättbetongbyggnad: $t_{vägg} = 0,25$ m, $t_{gavel} = 1,0$ m, $b_{sula} = 0,33$ m

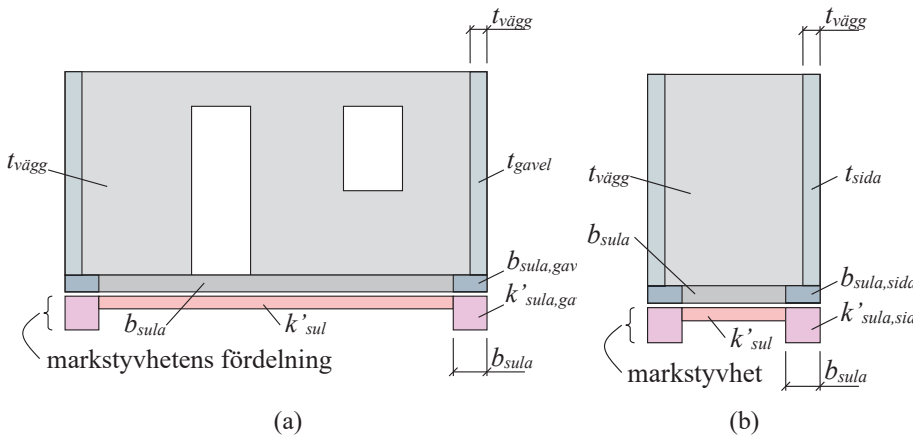
Utgående från detta beräknades markstyvhets, via ekvation (3.3), som

$$k'_{sula} = k \cdot b_{sula} \quad (4.1)$$

$$k'_{sula,gavel} = k \cdot b_{sula,gavel} \quad (4.2)$$

$$k'_{sula,sida} = k \cdot b_{sula,sida} \quad (4.3)$$

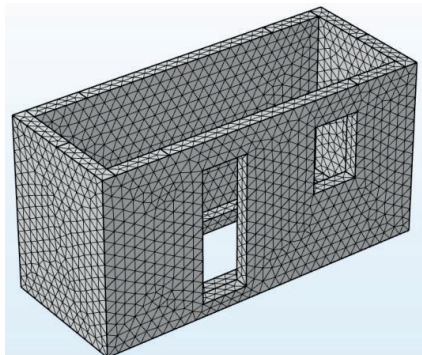
Värde på markstyvhets k [GN/m³] bestämdes via kalibrering mot försök av betongbyggnad, se avsnitt 4.4.1.



Figur 4.7 Geometriska parametrar för byggnad och markstyvhets i 2D-modell av (a) byggnadens långsida, (b) byggnadens kortsida.
Geometric parameters of building and ground stiffness in 2D model of (a) building's long side, (b) building's short side.

Som ett komplement till analyser i 2D utvärderades betongbyggnadens egenfrekvenser även med en tredimensionell (3D) modell, se Figur 4.8. Denna modell användes för att jämföra resulterande egenmoder och egenfrekvenser från 2D modeller samt med verkliga försök. Vidare utfördes transienta analyser där hammarslag simulerades för att jämföra med verkliga hammarslag i försöken – detta för att närmare undersöka inverkan av slagets position och riktning.

För beräkning av egenfrekvens användes andra ordningens (10-nodiga) tetraediska element. En känslighetsanalys utfördes där 4-nodiga och 20-nodiga tetraediska element jämfördes, vilken visade att 4-nodiga element gav för styv respons medan 10-nodiga och 20-nodiga element gav likvärdiga resultat, varför 10-nodiga element valdes att användas. För de transienta analyserna av hammarslagen användes kvadratiska 27-nodiga hexaedraliska element (enklare att applicera last från hammarslag). För tetraediska element användes COMSOL Multiphysics fördefinierade nätstorlek "extra fine", vilket gav en maximal elementstorlek på 0,175 m. För de hexaedraliska elementen definierades dock elementstorleken till 0,1 m. Ingen dämpning användes i 3D modellerna eftersom dämpning inte påverkar egenfrekvenserna samt för att syftet med att simulera hammarslagsförsöken enbart var att undersöka inverkan av anslagsposition och slagriktning.

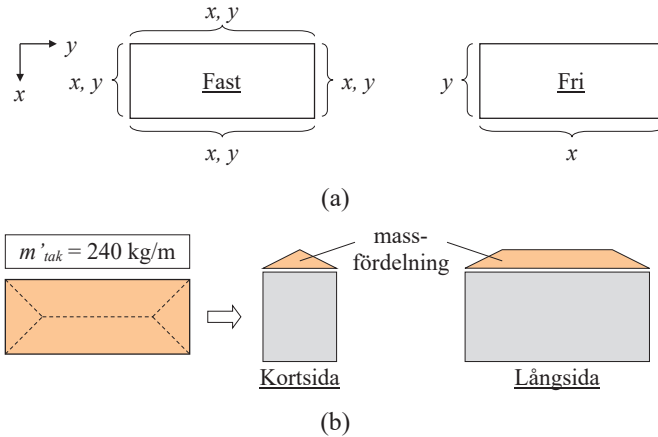


Figur 4.8 3D-modell av byggnad i försökserie 1 med tetraediska element.
3D model of building in test series 1 using tetrahedral elements.

Vid jämförelse med försök användes två typer av randvillkor i de numeriska simuleringarna:

- **Fri:** Väggens vänstra hörnnod, i kontaktytan mellan vägg och mark, låstes så att rörelse i horisontalled förhindrades, övriga noder kunde dock röra sig fritt i horisontalled (samma randvillkor som användes i parameterstudie i kapitel 3).
- **Fast:** Samtliga noder, i kontaktyta mellan vägg och mark, låstes så att rörelse i horisontalled förhindrades.

Olika randvillkor för 3D-modellen undersöktes, varvid två stycken slutligen valdes att gå vidare med, se Figur 4.9a. I randvillkoret Fast låstes alla noder i sulans botten i både x - och y -led medan noderna i randvillkoret Fri på ena kortsidan låstes i y -led och noderna på ena långsidan låstes i x -led. Dessa randvillkor bedömdes även bäst representera de randvillkor som tidigare använts i 2D-modellen, se avsnitt 3.1. Den extra massa som i försöken applicerades på byggnadens tak modellerades i 3D-modellen genom att anta en kuvertformad massfördelning enligt Figur 4.9b.



Figur 4.9 Val för 3D-modell av byggnad: (a) Randvillkor, (b) fördelning av takmassa.
Choices made for 3D model of building: (a) Boundary conditions, (b) distribution of roof mass.

4.4 Egenfrekvenser, 2D-modell

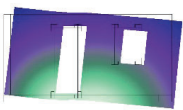
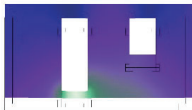
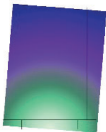
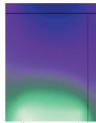
4.4.1 Betongbyggnad

Kalibrering av markstyvheten gjordes med 2D-modell för betongbyggnad enligt koncept beskrivet i avsnitt 4.1. I Tabell 4.2 jämförs beräknade egenfrekvenser med egenfrekvenser från försök i form av hammarslag och sprängning (Salva 2). I kalibreringen låg fokus på att få överensstämmelse av första egenmoden för långsida (y -led) och kortsida (x -led). Olika randvillkor (Fast och Fri, enligt avsnitt 3.1) antogs, varvid markstyvheten justerades till dess acceptabel överensstämmelse mellan simulering och försök erhöles. I Tabell 4.2 kan noteras att olika markstyvheter krävdes för att uppnå likvärdig egenfrekvens när olika randvillkor antogs – en något lägre markstyvhet krävdes vid randvillkor Fast för att uppnå samma egenfrekvens som erhöles vid randvillkor Fri.

En liknande observation kan göras i resultat från försök med hammarslag respektive Salva 2. I utvärderingen av analyserna gjordes bedömningen att den energi som exciterades vid ett hammarslag var så liten att det vid jämförelse med simulering var rimligt att

utgå från randvillkor Fast. På samma sätt bedömdes det som att den energi som exciterades vid sprängning var så stor att det var mer korrekt att vid jämförelse utgå från randvillkor Fri. Med detta som utgångspunkt kan från Tabell 4.2 också noteras att för $k = 0,32 \text{ GN/m}^3$ så fås att första egenmoden i y -led $f_1 = 28 \text{ Hz}$ (26 Hz) för randvillkor Fast (Fri), vilket är samma värden som fås för motsvarande mod i försök med hammarslag (sprängning med Salva 2). I fortsatta jämförelser med försök har därför också markstyvhet $k = 0,32 \text{ GN/m}^3$ använts.

Tabell 4.2 Jämförelse av egenfrekvenser i betongbyggnad (2D) med försök.
Comparison of eigenfrequencies in concrete building (2D) with experiments.

k [GN/m ³]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]
Försök: Rörelse i y -led (långsida)				
Hammare (Salva 2)	28 (26)	42 (51)	79 (-)	118 (-)
Modform			-	-
Fast: 0,28	26	41	91	131
Fast: 0,32	28	43	92	131
Fri: 0,32	26	43	65	106
Fri: 0,40	28	48	68	108
Försök: Rörelse i x -led (kortsida)				
Hammare (Salva 2)	14 (14)	18 (16)	42 (32)	52 (42)
Modform		-		-
Fast: 0,32	16	-	42	-
Fri: 0,32	16	-	42	-

Med användande av denna markstyvhet erhöles även en första egenmod i x -led på $f_1 = 16 \text{ Hz}$ för båda randvillkoren. Detta värde kan jämföras med försök där $f_1 = 14 \text{ Hz}$ erhöles för både hammarslag och sprängning – sammantaget bedöms detta vara en liten avvikelse mellan simulering och försök. I Tabell 4.2 visas även ytterligare modformer från simulering: $f_2 = 43 \text{ Hz}$ i y -led och $f_3 = 42 \text{ Hz}$ i x -led. Båda dessa moder beskriver

dock en och samma stelkroppsmod där byggnaden rör sig i stort sett vertikalt (z -led). I försök med hammarslag uppmättes också frekvenser på 42 Hz i både x - och y -led, se Figur 4.6. Några hammarslag i z -led utfördes aldrig men för sprängning kan det från denna figur även noteras att det erhöles en topp för vibrationer i denna riktning vid $f_z = 51$ Hz, något som eventuellt skulle kunna jämföras med simulerad stelkroppsmod där frekvensen uppgick till $f = 42$ -43 Hz.

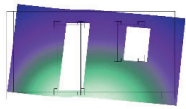
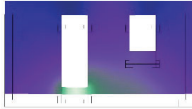
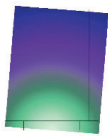

I Folkow *et al.* (2021) gjordes en grov uppskattning av markstyvheten i försöksserie 1, varvid $k' = 0,04$ GN/m² erhöles. Detta värde beräknades utgående från $b_{sula} = 0,4$ m, vilket via ekvation (3.3) medför att $k = 0,1$ GN/m³. I här utförd kalibrering erhöles $k = 0,32$ GN/m³, och beaktande att dynamisk belastning medför en högre markstyvhet än vid statisk belastning (t.ex. på grund av att krypeffekter inte får någon effekt) så bedöms detta vara ett gott närmevärde till den tidigare gjorda uppskattningen.

4.4.2 Lättbetongbyggnad

Motsvarande jämförelse av egenfrekvens som gjordes för betongbyggnaden gjordes även för lättbetongbyggnaden. I dessa simuleringar användes då samma markstyvhet, $k = 0,32$ GN/m³, som tagits fram i kalibrering av betongbyggnaden i avsnitt 4.4.1. Resultaten från denna jämförelse presenteras i Tabell 4.3 och av detta framgår det att överensstämmelsen mellan simulering och försök var märkbart lägre än vad den var för betongbyggnaden. En närmar titt på avvikelserna mellan simulering och försök gör att det kan konstateras att den observerade avvikelserna inte heller enkelt kan förklaras med att exempelvis markstyvheten eller byggnadens massa är fel. Av resultat i Tabell 4.3 noteras att $f_{y,1} = 36$ Hz och $f_{x,1} = 11$ Hz för hammarslag medan frekvensen i motsvarande simuleringar (randvillkor Fast) uppgick till 23 Hz respektive 17 Hz. Detta innebär att för rörelse i y -led underskattar simuleringarna byggnadens egenfrekvens (-36 %) medan den för rörelse i x -led istället överskattar den (+54 %). Att ömsom överskattning och underskattning fås för byggnadens två primära moder medför att lösningen således inte finns att hitta i någon enkel justering av till exempel markens styvhet eftersom en sådan justering skulle medföra en ökning eller minskning för båda moderna.

För lättbetongbyggnaden är osäkerheterna större än för motsvarande betongbyggnad. Därför gjordes kompletterande simuleringar (visas ej här) där inverkan av olika kombinationer av justerad markstyvhet, massa och styvhet hos byggnaden, undersöktes utan att hitta någon rimlig förklaring på observerad avvikelse. En möjlig förklaring skulle kunna vara att antagandet om jämn fördelad markstyvhet är inkorrekt och att denna i försöken istället hade en betydande variation under olika delar av lättbetongbyggnaden. En sådan potentiell förklaring bedömdes dock vara tämligen komplex att utreda och har inte heller vidare undersökts. Istället konstaterades att avvikelserna mellan erhållna egenfrekvenser i simuleringar och försök var så stor att det inte var meningsfullt att gå vidare med transienta analyser för att göra direkta jämförelser mellan vibrationer och töjningar i byggnadens väggar.

Tabell 4.3 Jämförelse av egenfrekvenser i lättbetongbyggnad (2D) med försök.
Comparison of eigenfrequencies in lightweight concrete building (2D) with experiments.

k [GN/m ³]	f_1 [Hz]	f_2 [Hz]	f_3 [Hz]	f_4 [Hz]
Försök: Rörelse i y -led (långsida)				
Hammare (Salva 2)	36 (32)	53 (45)	87 (-)	121 (-)
Modform			-	-
Fast: 0,32	23	52	58	61
Fri: 0,32	16	50	56	58
Försök: Rörelse i x -led (kortsida)				
Hammare (Salva 2)	11 (11)	16 (14)	43 (45)	87 (-)
Modform			-	-
Fast: 0,32	17	53	-	-
Fri: 0,32	17	53	-	-


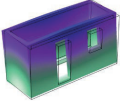
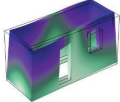
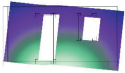
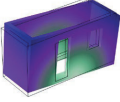
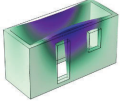
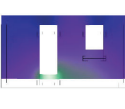
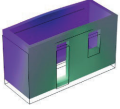
4.5 Egenfrekvenser, 3D-modell

4.5.1 Betongbyggnad

Som komplement till numeriska simuleringar i 2D gjordes även simuleringar i 3D. Detta var dels ett sätt att kontrollera om de förenklingar som gjordes i 2D-modell var acceptabla, dels att söka fånga moder som inte kunde beskrivas i nyttjade 2D-modeller – till exempel böj- och vridmoder som rörde sig ut ur väggens plan. I Tabell 4.4 visas en jämförelse av egenfrekvenser och modformer för betongbyggnad i försök och numeriska simuleringar i 2D och 3D. Av denna framgår att de första tre moderna i 2D-modellerna med god överensstämmelse återfås i 3D-modellen. Detta innebär att nyttjade 2D-modeller, för dessa moder, utgör goda approximationer av 3D-modellen. Det kan dock även konstateras att det i 3D-modellen uppkom ytterligare två mellanliggande moder som inte beskrevs alls av 2D-modellerna eftersom dessa dels utgörs av en global vridmod, dels av en böjmod där väggarna på långsidorna böjs in i byggnaden. Något som liknar dessa båda moder tros även ha uppstått i försöken även om de från dessa mätningar kan vara svåra att upptäcka.

Tabell 4.4 Jämförelse av egenfrekvenser och modformer för betongbyggnad i försök och numeriska simuleringar i 2D och 3D.

Comparison of eigenfrequencies and eigenmodes for concrete building in experiments and numerical simulations in 2D and 3D.

	Försök ¹⁾	2D ²⁾	3D ²⁾		Försök ¹⁾	2D ²⁾	3D ²⁾
Mod-form				Mod-form		-	
f [Hz]	14 (14)	16 (16)	15 (14)	f [Hz]	18 (16)	-	24 (19)
Mod-form				Mod-form		-	
f [Hz]	28 (26)	28 (26)	27 (27)	f [Hz]	-	-	30 (27)
Mod-form							
f [Hz]	42 (51)	43 (43)	42 (42)				

¹⁾ Angivna värden syftar på hammarslag (sprängning med Salva 2).

²⁾ Angivna värden syftar på randvillkor Fast (Fri).

4.5.2 Hammarslag

I utförda jämförelser mellan numeriska simuleringar och försök har fokus lagts på jämförelse med hammarslag. Detta görs eftersom mätningar från hammarslag, via sin ”renare” lastsignal, varit enklare att tolka än resultat från sprängning.

I försöksserie 1 utfördes totalt sju mätningar med hammarslag, se Figur 4.9 för frekvensanalys av uppmätta vibrationer i x - och y -led, samt Figur 2.2 för placering av mätpunkter på byggnaden. Av dessa resultat kan noteras att det uppstod två distinkt olika resultat:

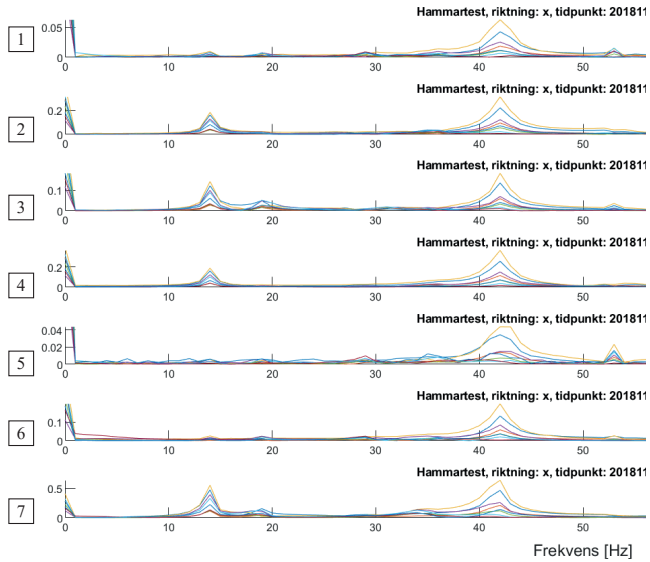
- **Grupp A:** Slag 1, 5 och 6
- **Grupp B:** Slag 2, 3, 4 och 7

För hammarslag i Grupp A uppstod en tydlig egenfrekvens vid $f_x \approx 42$ Hz och $f_y \approx 28$ Hz, medan det för Grupp B uppstod en motsvarande tydlig egenfrekvens vid $f_x \approx 14$ Hz samt 42 Hz och $f_y \approx 42$ Hz. Orsaken till dessa skilda resultat tros vara att hammarslagen applicerades i olika riktningar – Grupp A tros motsvara ett hammarslag i y -led mot byggnadens kortsida medan Grupp B motsvarar tros motsvara ett hammarslag i x -led mot byggnadens långsida. Förutom denna, tämligen grova indelning, så är det oklart exakt var på byggnaden som dessa hammarslag applicerades eller hur kraftigt hammarslaget var.

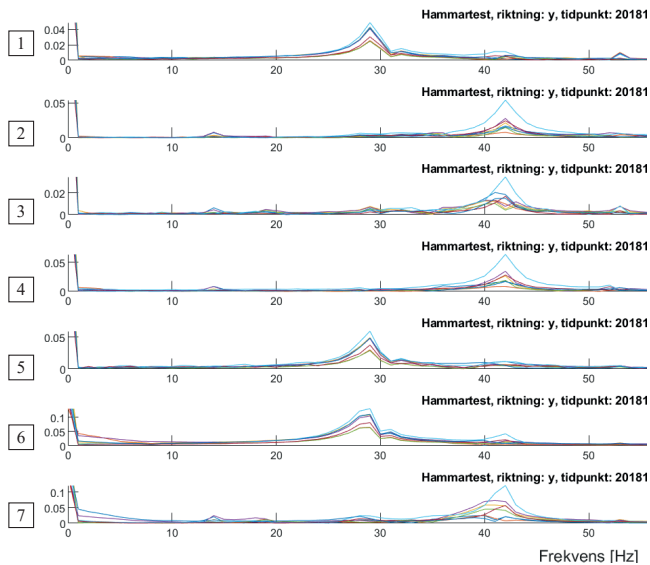
Som en del i arbetet med att utvärdera resultatet från dessa hammarslag gjordes numeriska simuleringar i en 3D-modell där ett hammarslag mot byggnadens vägg simulerades genom ett applicera en impulslast med kraft $F = 1$ kN och varaktighet $t = 1$ ms. De vibrationer som i FE-analysen uppstod av detta simulerade hammarslag utvärderades sedan via frekvensanalys, se Figur 4.11 för en jämförelse av vibrationer i z -led mellan simulering och uppmätta resultat i försök. Från simuleringar kan noteras att det vid slag i y -led mot byggnadens kortsida uppstod en frekvenstopp vid $f \approx 28$ Hz, dvs. vid samma egenfrekvens som långsidans första egenmod uppstod vid i försök med hammarslag. För slag i x -led mot byggnadens långsida uppstod på motsvarande sätt två frekvenstoppar, en vid $f \approx 15$ Hz och en vid $f \approx 35$ Hz, vilket överensstämmer tämligen bra med försök där egenfrekvenser noterades vid $f \approx 14$ Hz respektive $f \approx 42$ Hz.

Observationer från studie av hammarslag:

- Aktiverade frekvenser (moder) vid hammarslag beror på var slaget utförs – i framtida försök är det därför viktigt att välja punkt för hammarslag med omsorg samt att det dokumenteras i vilken punkt samt i vilken riktning som slaget utförs.
- Simulering av hammarslag i FE-modell tillsammans med efterföljande frekvensanalys ger god möjlighet att kontrollera respons i simulering med den från försök.
- Modform i 2D/3D-analys stämmer inte med modform i försök vid $f = 42$ Hz. Modformen gör att presumtiv modform kräver modellering i 3D och uppstår då vid $f \approx 35$ Hz. Denna mod tros också motsvara den mod som uppmättes i försök vid en frekvens $f \approx 42$ Hz.



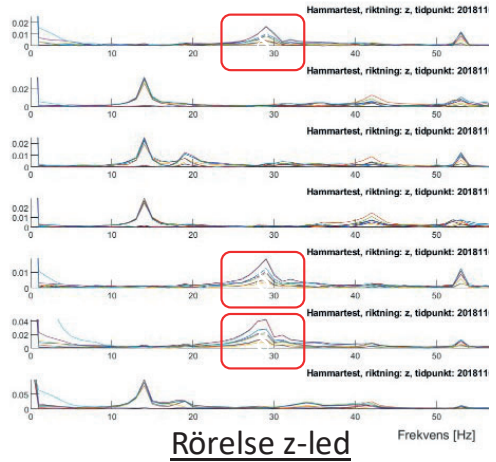
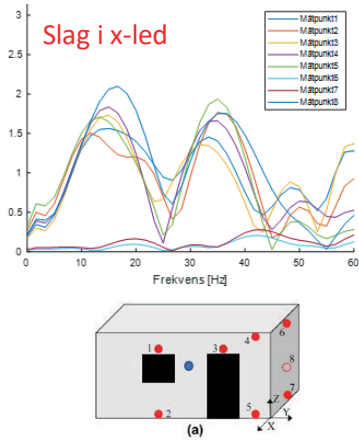
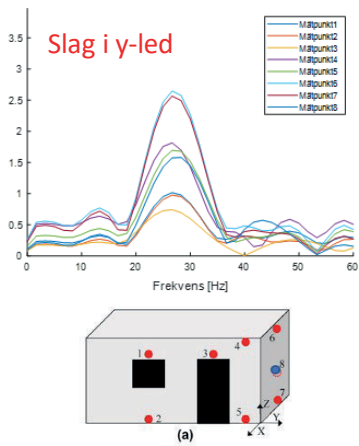
(a)



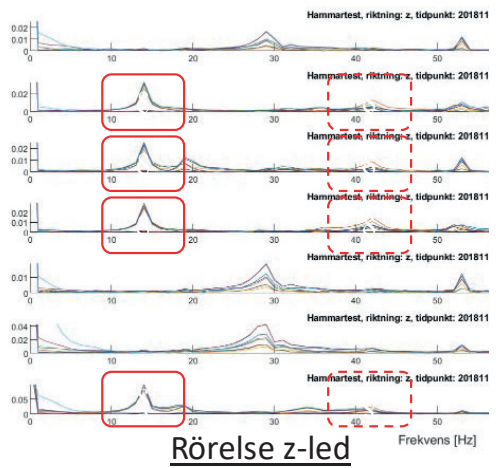
(b)

Figur 4.10 Frekvensinnehåll i vibrationsmätningar med hammarslag: (a) rörelse i x -led, (b) rörelse i y -led.

Frequency content in vibration measurements with hammer test: (a) movement in x -direction, (b) movement in y -direction.



(a)



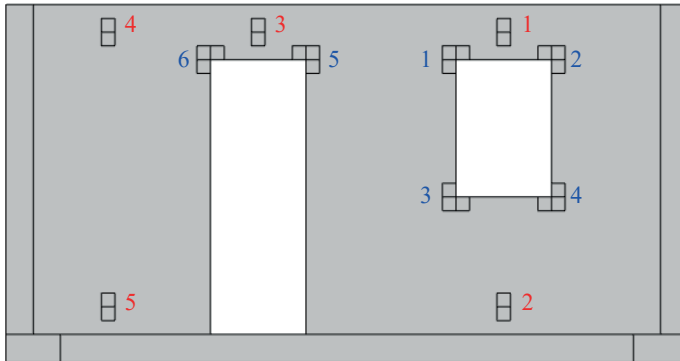
(b)

Figur 4.11 Jämförelse av frekvensinnehåll för rörelse i z-led vid simulering av hammarslag och försök. Slag (i blå punkt) mot: (a) kortsida, (b) långsida.
Comparison of frequency content for movement in z-direction at simulation of hammer test and in experiments. Impact (in blue point) against: (a) short side, (b) long side.

4.6 Vibrationer och töjningar

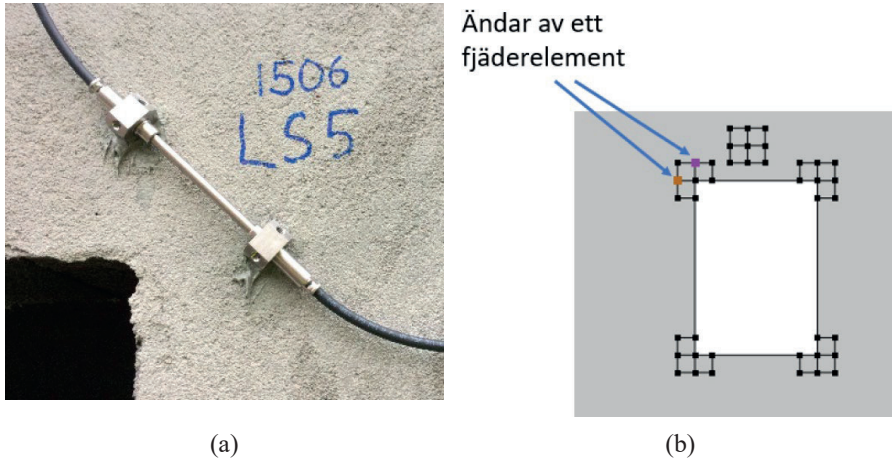
4.6.1 Jämförelse av maximala värden

Jämförelse mellan numeriska simuleringar och försök har gjorts av maximala vibrationer (5 punkter på vägg med öppningar) och maximala dragtöjningar (6 punkter vid hörn hos öppningar), se Figur 4.12 för studerade områden i 2D-modell. För att så väl som möjligt simulera de töjningsgivare som användes i försöken användes fjäderelement med mycket låg styvhet. Fjädrarna modellerades diagonalt mellan noderna i det element som var närmast snett ovanför/under öppningarna där töjningsgivarna (längd: 10 cm) var monterade, se Figur 4.13. Utifrån fjädrarnas deformation och ursprungslängd kunde sedan töjningen beräknas och via detta tillvägagångssätt säkerställdes att töjningsriktningarna i simuleringarna överensstämde med uppmätta töjningsriktningar i försöken. Det valda elementnätet i 2D-modellen (kvadratiska element med sida 0,1 m) medförde att längden hos fjädrarna, som i simuleringarna användes för att mäta töjningen, var något längre än töjningsgivarnas längd i försöken – 14 cm istället för försökens 10 cm.



Figur 4.12 Områden i 2D-modell som används vid jämförelse med försök. Notera att numreringen skiljer sig mot den som används i Figur 2.2.

Regions in 2D model used to compare with experiments. Note that the numbering differs from that used in Figure 2.2.



Figur 4.13 (a) Foto av töjningsgivare i försök (Remedy, 2021), (b) koncept för modellering av töjningsgivare i 2D-modell.

(a) *Photo of strain gauge in experiment (Remedy, 2021), (b) concept for modelling of strain gauge in 2D model.*

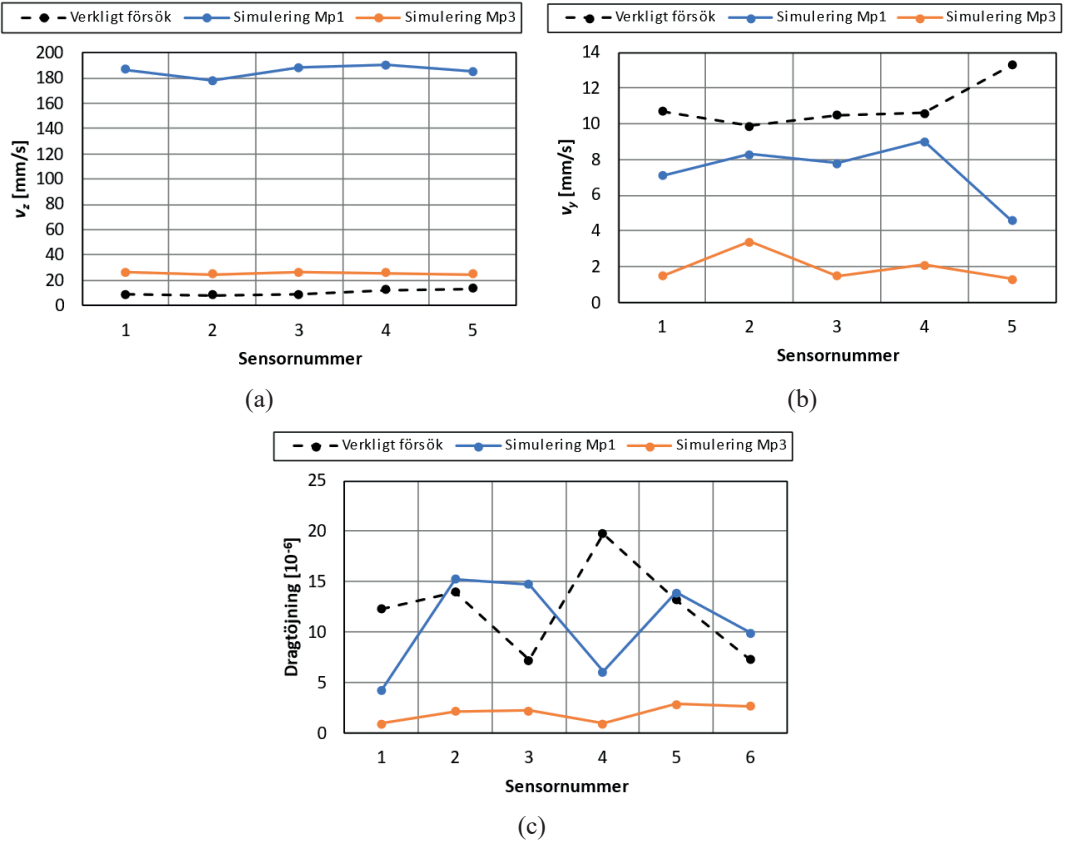
I simuleringarna har både vibrationslast enligt mätpunkt Mp1 och Mp3 använts som lastvärden. Av Figur 2.5 framgår att Mp1 var placerad omkring 5 m framför byggnaden medan Mp3 var placerad strax bakom byggnaden – den last som verkade mot byggnaden i försöken borde därför befinna sig någonstans mellan dessa båda (dock förmodligen närmare Mp3 än Mp1), se jämförelse av $v_z(t)$ i Mp1 och Mp3 för Salva 1 i Figur 4.1. Sammantaget medför detta att respons i simuleringar baserade på Mp1 borde bli större än vad som uppmättes i försök medan respons i simuleringar som baserades på Mp3 borde bli lägre än i försök.

Jämförelse av maximala hastigheter samt maximala töjningar i 5 respektive 6 mätpunkter görs för Salva 1 till 4 och presenteras i Figur 4.14 till Figur 4.18. Utgående från detta sammanställs därefter medelkvoten mellan försök och simulering för de olika salvorna i Figur 4.19. Av dessa resultat kan följande konstateras:

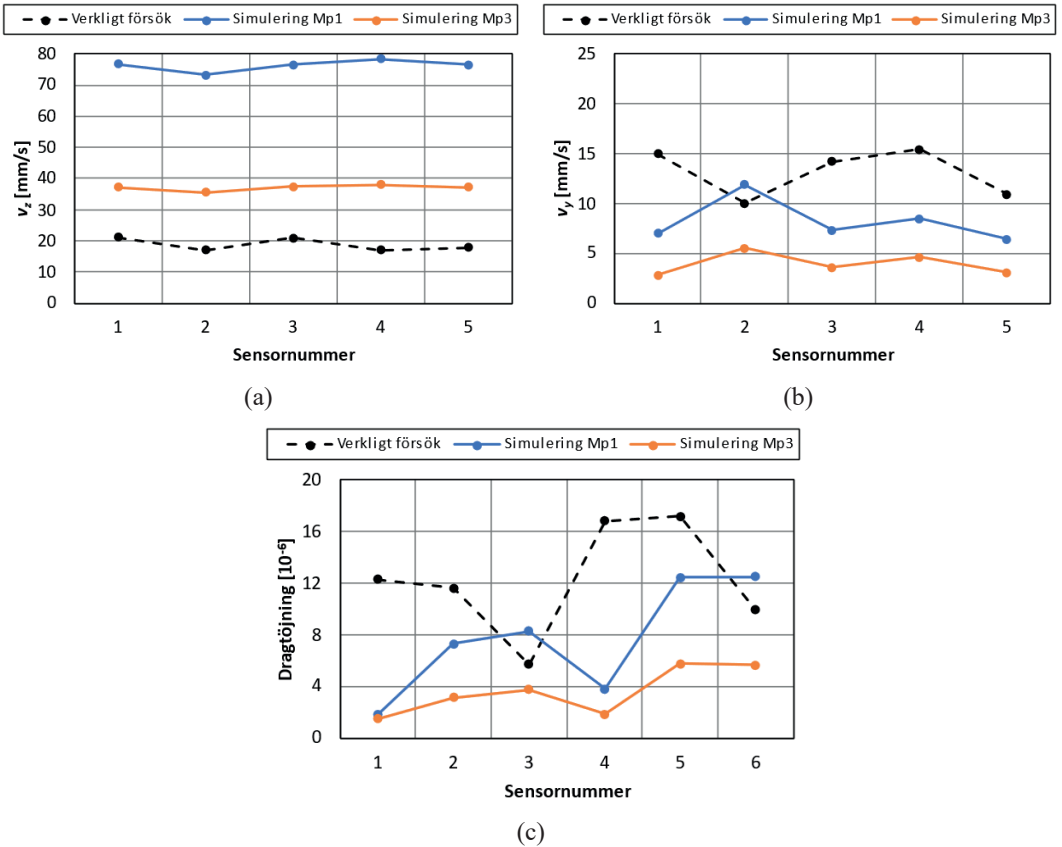
- För vertikal hastighet medförde simuleringarna en stor överskattning av i försöken erhållna värden, detta gäller särskilt för simuleringar baserade på lastvärden enligt Mp1.
 - För Salva 1, 3 och 4 varierade medelkvoten för Mp1 med en faktor på cirka 6 till 18, medan den för Salva 2 var omkring 4, se Figur 4.19a.
 - För Mp3 var medelkvoten betydligt lägre och för Salva 1 till 4 uppgick den till omkring 2 till 4.
 - Genomgående erhöles bättre överensstämmelse för Salva 2, vilken bestod av två singelladdningar. Detta indikerar att en längre varaktighet hos

belastningen också resulterade i en ökad avvikelser mellan simulering och försök. Att så var fallet kan bero på att dämpningen i simuleringarna var otillräcklig – den dämpning som beaktades i FE-modellen avsåg enbart byggnaden medan dämpning i marken var noll.

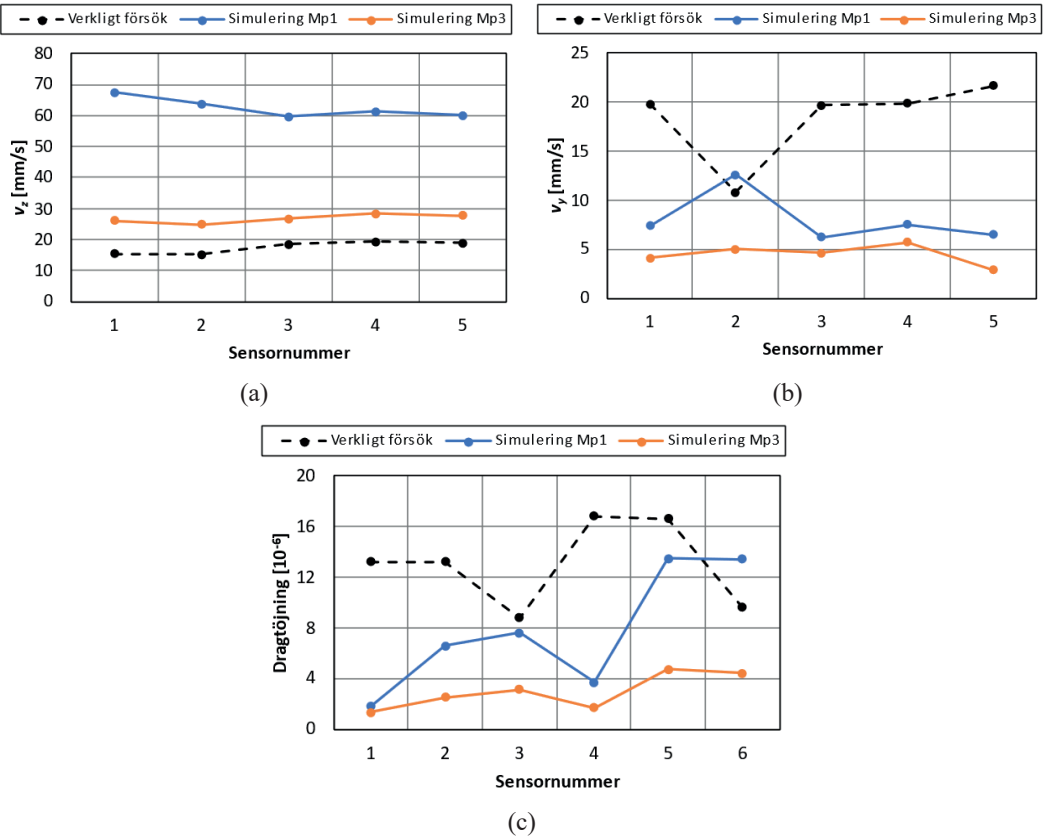
- För horisontell hastighet erhöles nästan genomgående lägre hastigheter i simuleringarna än i försök, Salva 4 utgjorde dock ett undantag för simulering med Mp1, se Figur 4.19b.
 - Skillnad i medelkvot för Mp1 och Mp3 varierade med omkring en faktor 3 till 4, där lägst skillnad erhöles för Salva 2 och 3.
 - I simuleringarna beaktades inga horisontella vibrationer (lastdata saknades, se avsnitt 4.2), vilket är en rimlig förklaring till att horisontella hastigheter i väggen underskattades. För att korrekt kunna fånga dessa i en simulering skulle även horisontella vibrationer behöva beaktas i lastdata.
 - Beaktat skillnaderna som erhöles mellan simulering och försök för vertikala hastigheter, se Figur 4.19a, bedöms det som att frånvaron av lastdata för horisontella markvibrationer hade en betydande effekt på erhållna simuleringsresultat. Med korrekt beaktad lastdata för horisontella vibrationer bedöms det därför som att simuleringarna även här hade medfört en överskattning av horisontella hastigheter i väggen.
- För maximal dragtöjning vid hörn för öppningar i väggen erhöles nästan genomgående lägre värden i simuleringarna än i försök – Salva 1 och 4 utgjorde dock ett undantag för simulering med Mp1, se Figur 4.19c.
 - På samma sätt som för horisontell hastighet så är det rimligt att frånvaron av horisontell lastdata medförde att erhållna dragtöjningar i simuleringarna underskattades. Det är svårt att säga bestämt men bedömningen här är dock att det uteblivna tillskottet till dragtöjningarna, av horisontella markvibrationer, inte är lika viktigt som motsvarande tillskott till horisontella hastigheter i väggen skulle varit.
 - De absoluta töjningsvärdena var mycket små i både försök och simuleringar – den maximala dragtöjningen som erhöles i försöken varierade mellan omkring 20-40 microstrain, dvs. 0,02-0,04 %. Detta är låga töjningar, vilka kan jämföras med en förväntad spricktöjning i oskadad betong på omkring 0,10 %. En bidragande orsak till de låga töjningsmätningarna kan dock vara att dessa i försöken skedde som medelvärde över en 10 cm lång sträcka medan töjningarna i simuleringarna baserades på en cirka 14 cm lång sträcka, se Figur 4.13.



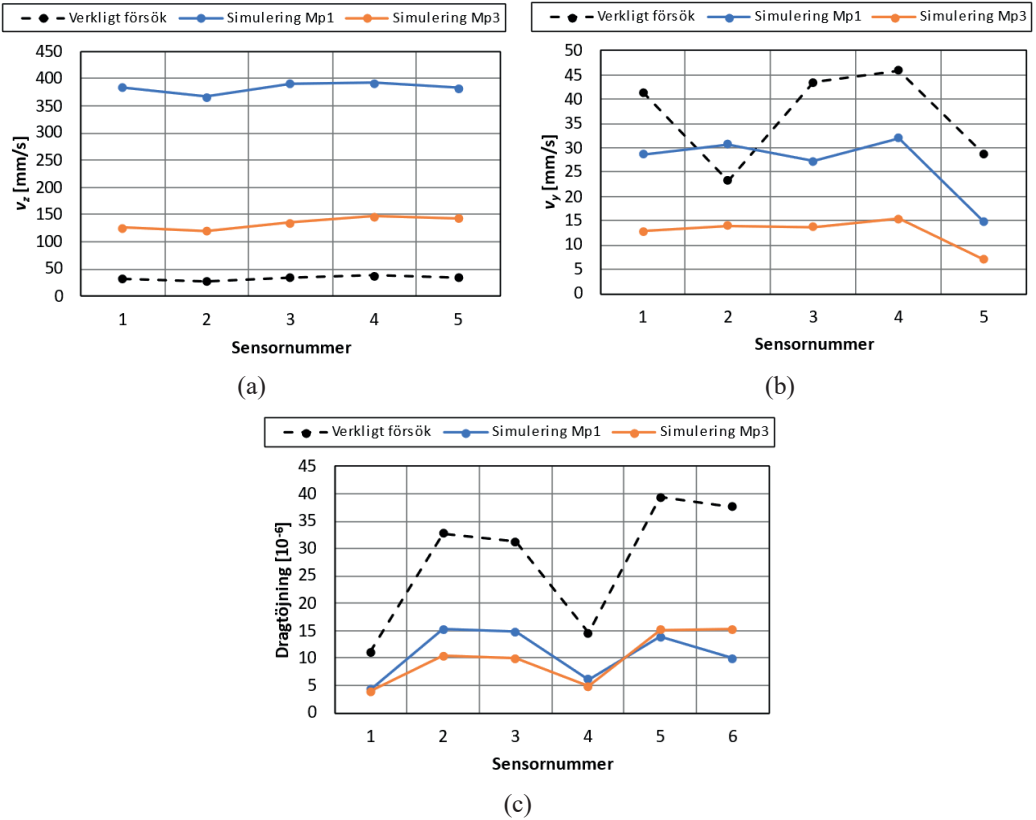
Figur 4.14 Jämförelse mellan försök och simuleringar för Salva 1: (a) maximal vertikal hastighet, (b) maximal horisontell hastighet, (c) maximal dragtöjning. *Comparison between experiments and simulations for Blast round 1: (a) maximum vertical velocity, (b) maximum horizontal velocity, (c) maximum tensile strain.*



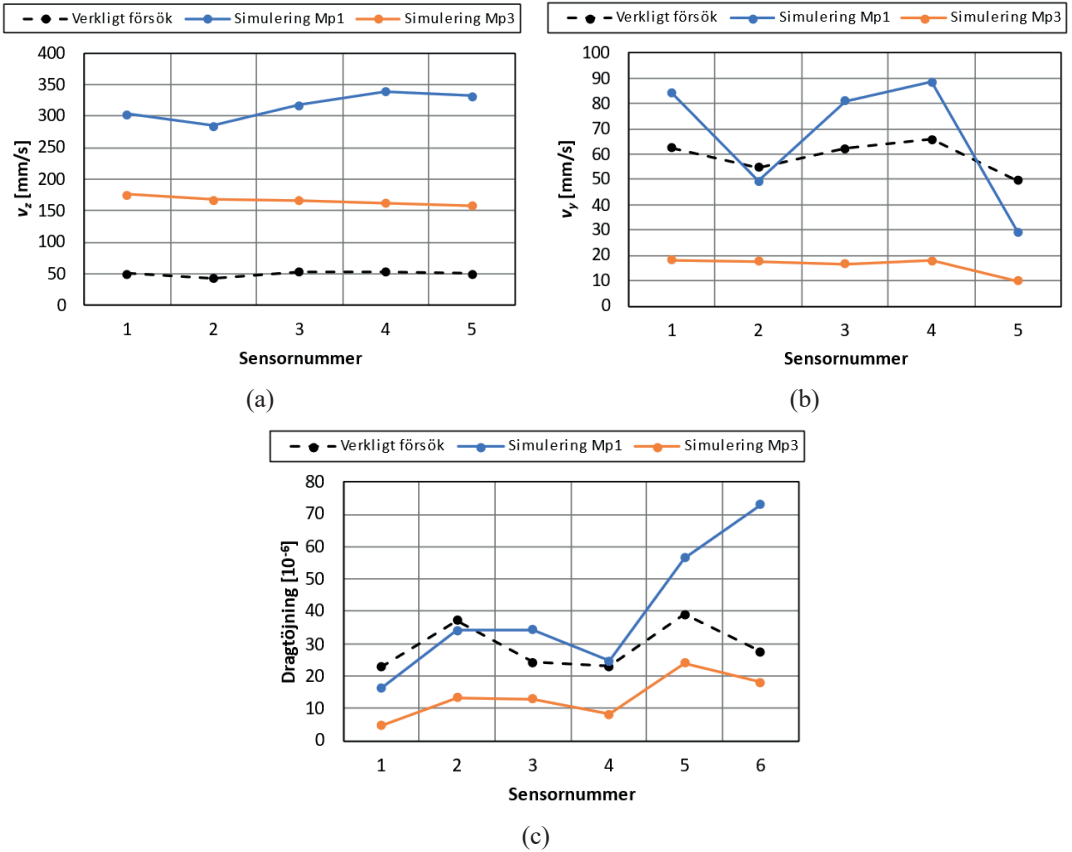
Figur 4.15 Jämförelse mellan försök och simuleringar för Salva 2.1: (a) maximal vertikal hastighet, (b) maximal horisontell hastighet och (c) maximal dragtöjning. *Comparison between experiments and simulations for Blast round 2.1: (a) maximum vertical velocity, (b) maximum horizontal velocity, (c) maximum tensile strain.*



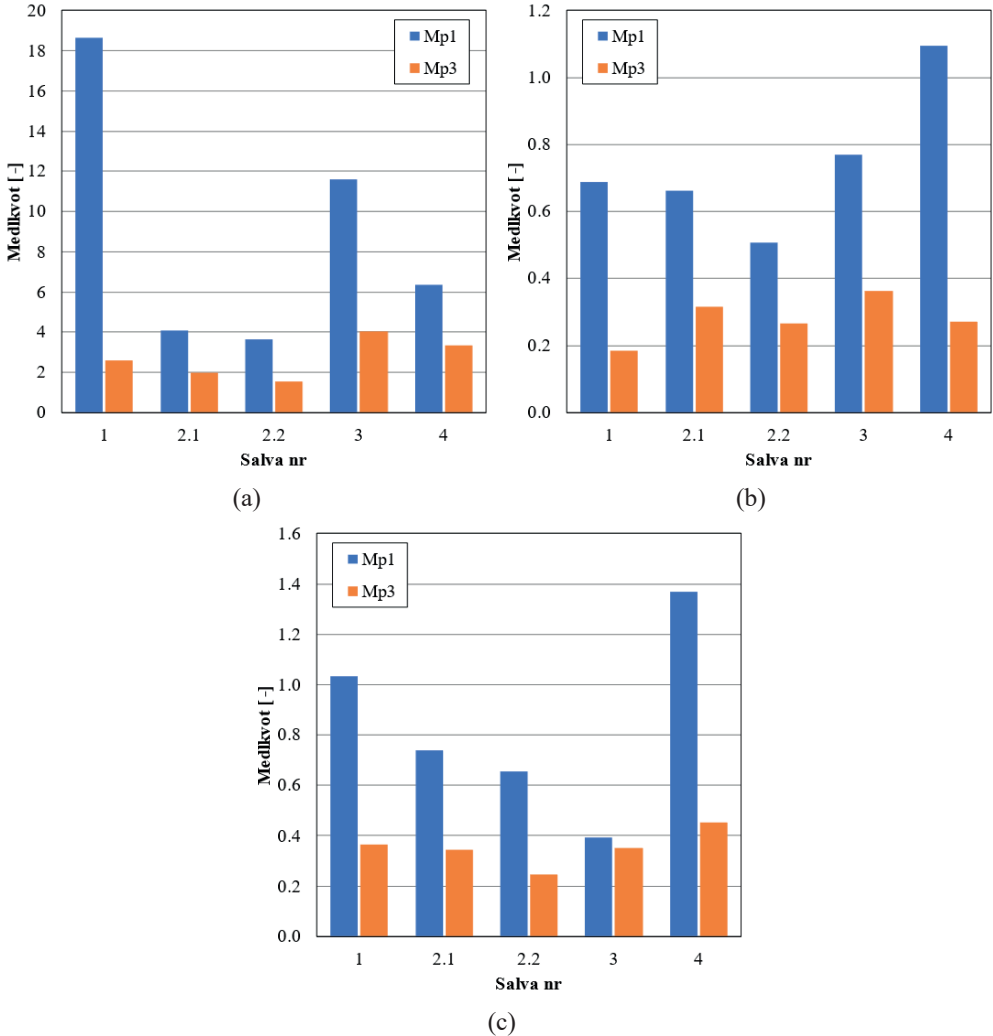
Figur 4.16 Jämförelse mellan försök och simuleringar för Salva 2.2: (a) maximal vertikal hastighet, (b) maximal horisontell hastighet och (c) maximal dragtöjning. *Comparison between experiments and simulations for Blast round 2.2: (a) maximum vertical velocity, (b) maximum horizontal velocity, (c) maximum tensile strain.*



Figur 4.17 Jämförelse mellan försök och simuleringar för Salva 3: (a) maximal vertikal hastighet, (b) maximal horisontell hastighet och (c) maximal dragtöjning. *Comparison between experiments and simulations for Blast round 3: (a) maximum vertical velocity, (b) maximum horizontal velocity, (c) maximum tensile strain.*



Figur 4.18 Jämförelse mellan försök och simuleringar för Salva 4: (a) maximal vertikal hastighet, (b) maximal horisontell hastighet och (c) maximal dragtöjning. *Comparison between experiments and simulations for Blast round 4: (a) maximum vertical velocity, (b) maximum horizontal velocity, (c) maximum tensile strain.*



Figur 4.19 Jämförelse av medelkvot mellan försök och simuleringar: (a) vertikal hastighet, (b) horisontell hastighet, (c) dragtöjning.

Comparison of mean ratio between experiments and simulations: (a) vertical velocity, (b) horizontal velocity, (c) tensile strain.

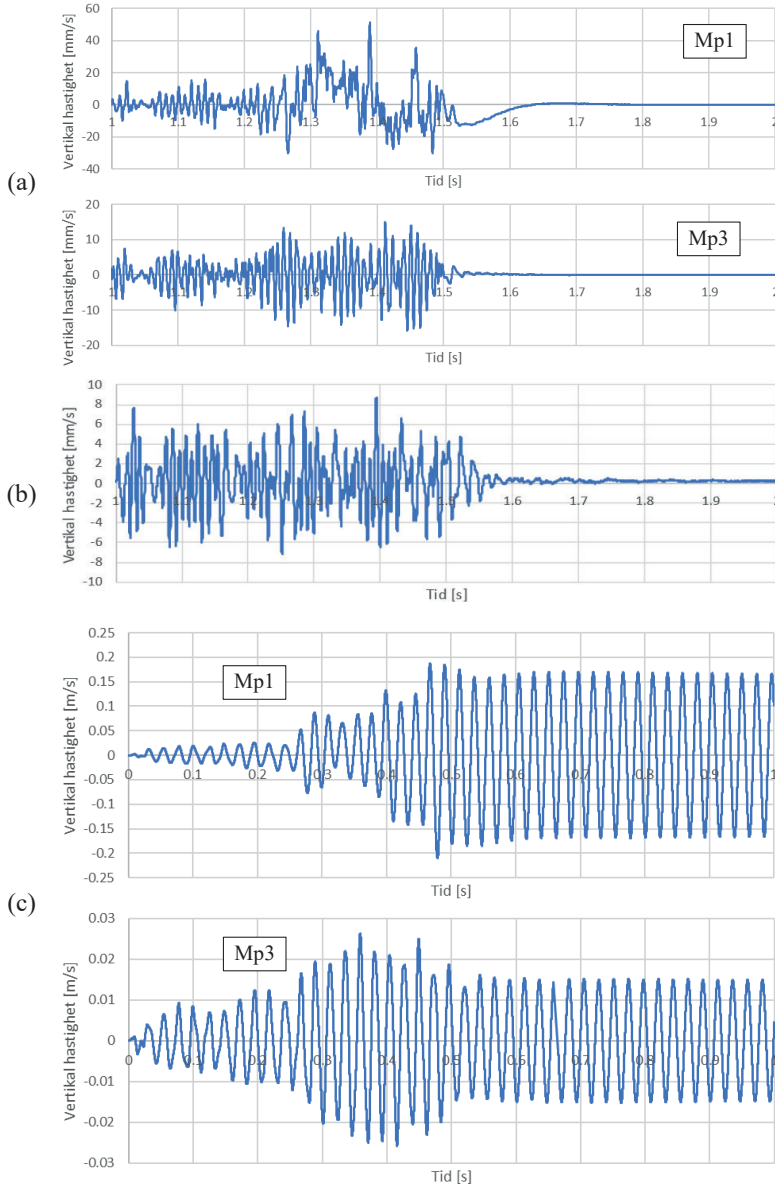
Det är inte enbart av intresse att titta på absoluta värden i de olika resultatpunkterna utan även att vara uppmärksam mot eventuella gemensamma trender i resultat hos simuleringar och försök som uppstår i jämförelser i Figur 4.14 till Figur 4.18. En sådan trend för maximal vertikal hastighet är att värden i försöken är av ungefär samma storleksordning, oavsett vilken mätpunkt som studeras – för de flesta punkter är skillnaden inte större än cirka 20 % jämfört med lägsta värde (undantaget är för Salva 1 där punkt 4 och 5 är

omkring 50 % större än lägsta hastighetsvärdet i punkt 2). En liknande observation om likvärdig storleksordning kan även göras för simuleringarna, både för lastdata enligt Mp1 och Mp3. Eftersom inverkan av horisontell markvibration inte beaktats i simuleringarna blir denna jämförelse dock mycket osäker att göra för maximal horisontell hastighet och här görs därför ingen sådan. Slutligen, för maximal dragtöjning, kan konstateras att en liknande trend i några fall återkommer i försök och simuleringar, se Figur 4.17c och Figur 4.18c.

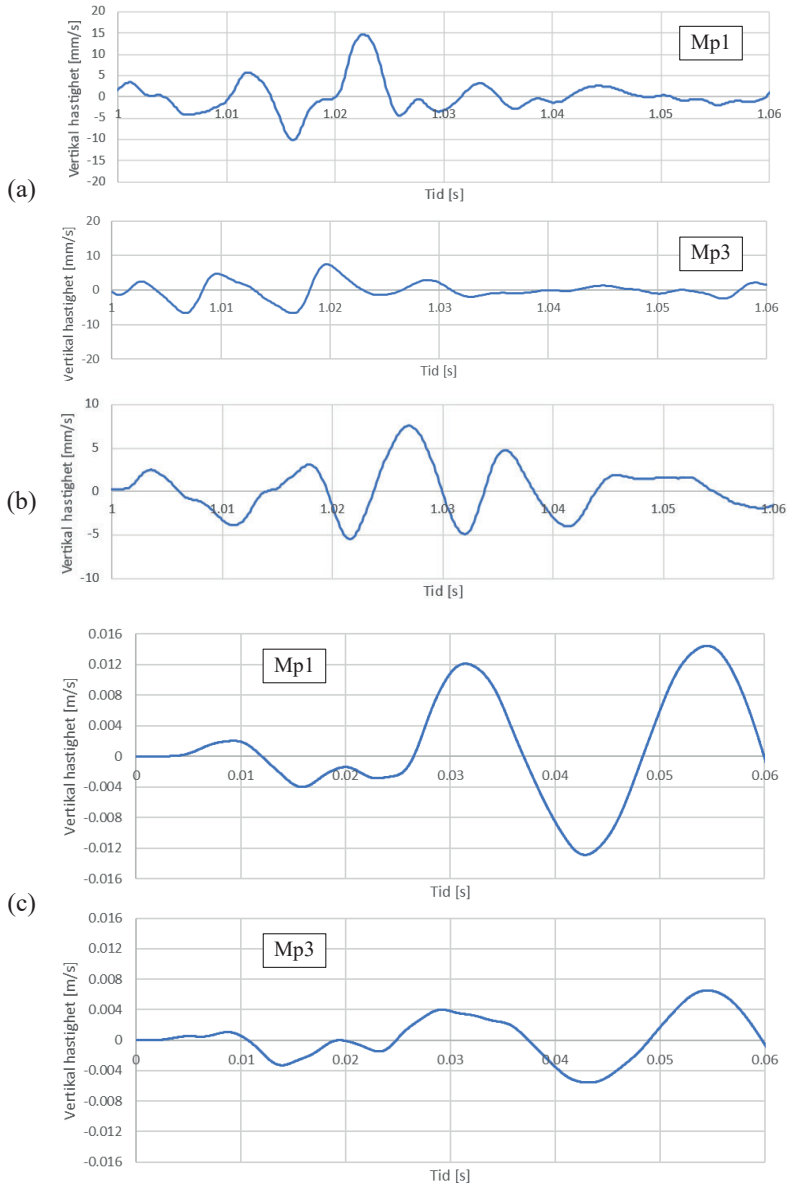
4.6.2 Jämförelse av $v_z(t)$ mellan försök och numerisk simulering

För att bättre förstå den avvikelse som fås mellan försök och numeriska simuleringar som presenteras i avsnitt 4.6.1 görs i detta avsnitt en mer detaljerad jämförelse av försöks- och simuleringsresultat. I Figur 4.20 jämförs $v_z(t)$ i punkt 1 från försök och simuleringar av Salva 1 när lastvärden från Mp1 respektive Mp3 använts i simuleringarna. Av detta kan konstateras att det, förutom stora avvikelser i maximal amplitud, även finns en principiellt viktig skillnad mellan försök och numerisk simulering. För både lastsignal och resultatpunkt på byggnad så har responsen $v_z(t)$ minskat till nära noll efter 0,6 s (totaltid $t = 1,6$ s). För simulering kan dock noteras att någon motsvarande minskning av responsen inte erhållits – där förblir responsen istället fortsatt oförändrad 0,6-1,0 s efter lastinitiering (totaltid $t = 1,0-2,0$ s). Detta är en effekt av att det i simuleringarna inte beaktats någon inverkan av dämpning i marken. Den dämpning som finns medtagen i den använda FE-modellen är låg och avser enbart själva byggnaden, se avsnitt 3.3. Den respons som fås i försöken indikerar dock att det i marken finns en högst påtaglig dämpning och att avsaknaden av denna i simuleringarna därför sannolikt också har en betydande effekt på de slutliga resultaten.

I Figur 4.21 görs en jämförelse i resultatpunkt 1 för en inzoomad tidsperiod under belastningens första tidsperiod om 0,06 s i Figur 4.20. I detta initiala skede har inverkan av frånvarande dämpning i simuleringarna förmodligen ännu inte haft så stor effekt, vilket också kan anas med att storleksordningen på resulterande hastighetsamplitud i simuleringarna är mer jämförbara med de som erhöles i försöket. Eftersom lastdata enligt Mp1 och Mp3 är en överskattning respektive en underskattning av den last som i verkligheten verkade mot byggnaden, se avsnitt 4.6.1, så förväntas det maximala värdet på $v_z(t)$ från försöken ligga någonstans emellan de simulerade värdena. För tidssekvens i Figur 4.21 uppfylldes också detta – här erhöles en maximal amplitud på omkring 8 mm/s i försök medan simuleringarna gav omkring 14 mm/s och 6 mm/s vid last Mp1 respektive Mp3 – vilket indikerar att responsen i simuleringarna var storleksmässigt rimliga i ett initialt skede.



Figur 4.20 Jämförelse av $v_z(t)$ i försök och simuleringar av Salva 1: (a) Last i Mp1 och Mp3, (b) punkt 1 i försök, (c) punkt 1 vid simulering av Mp1 och Mp3.
Comparison of $v_z(t)$ in experiment and simulations of Blast round 1: (a) Load in Mp1 and Mp3, (b) point 1 in experiment, (c) point 1 in simulation of Mp1 and Mp3.



Figur 4.21 Jämförelse av $v_z(t)$ i försök och simuleringar av Salva 1, initial tidsperiod: (a) Last i Mp1, (b) punkt 1 i försök, (c) punkt 1 i simulering.
Comparison of $v_z(t)$ in experiment and simulations of Blast round 1, initial time period: (a) Load in Mp1 and Mp3, (b) point 1 in experiment, (c) point 1 in simulation of Mp1 and Mp3.

4.7 Observationer

Utgående från det arbete som presenteras i kapitel 4 kan nedanstående observationer göras. Överensstämmelse mellan försök och simuleringar var sämre än förväntat, vilket bedöms ha berott på brister i både modellering och i försöksdata.

- Befintlig försöksdata avser punkt ”långt” framför (Mp1) respektive bakom (Mp3) byggnad. Jämförelser mellan lastdata i dessa båda punkter visade också att det fanns en märkbar skillnad mellan de båda.
- Den lastdata som hade varit mest lämpad att utgå ifrån i simuleringarna (punkt Mp2) saknades tyvärr eftersom denna i försöken varit placerad på ett löst block och erhållen data bedömdes därför inte vara tillförlitlig. Förlusten av Mp2 medförde även att det saknades indata för horisontella markvibrationer $v_y(t)$ som kunde beaktas i simuleringarna. Detta medförde att dessa inte beaktades alls, något som medförde att simulerade maximalvärden för horisontell hastighet och töjningar i vägg underskattades.
- I de FE-modeller som användes i simuleringarna användes okopplade fjäder-element för att simulera markens styvhet. Baserat på erhållna erfarenheter bedöms denna förenklade metod att beakta markens styvhet vara otillräcklig – ett mer korrekt sätt att hantera markens egenskaper skulle vara att använda solidelement. Därigenom skulle även applicering av horisontella markvibrationer mot byggnaden sannolikt underlättas.
- I nyttjade FE-modeller beaktades ingen dämpning i marken. Detta innebar att den rörelse som initierats av applicerade markvibrationer stannade kvar för länge och resulterade i för höga vibrationer. Hur markens dämpning borde ha introducerats i modellen har dock inte undersökts i detta arbete.
- Vissa av de lägre egenmoder som uppstod i försöken kräver modellering i 3D för att fångas i FE-modell. Avsaknaden av dessa moder bedöms dock inte haft någon avgörande inverkan på simuleringarnas resultat.
- Vid kalibrering av FE-modell till försök utnyttjades utvärdering av egenfrekvens baserat på både hammarslag och singelladdningar (Salva 2). Genom att placera mätpunkter på ett strategiskt sätt är det möjligt att i efterhand avläsa vilka mod-former som erhållna egenfrekvenser erhåller. Detta är också ett viktigt moment för att kunna göra en korrekt bedömning av vilka egenmoder som erhöles i försök kontra de som fås i en simulering. Med användande av hammarslag ges möjlighet att styra lastappliceringen, vilket underlättar en sådan jämförelse. För framtida försök är det därför önskvärt att, innan försökets utförande, bedöma (gärna via en numerisk simulering i 3D) vilka egenmoder som kan förväntas uppstå och baserat på detta bestämma i vilken punkt och riktning som hammarslag ska appliceras. Försöken med själva hammarslagen bör därefter också dokumenteras för att fungera som underlag till framtida analysarbete.

5. SLUTSATSER

5.1 Resultat

En parameterstudie har utförts för att undersöka vilken inverkan som markvibrationers egenskaper, i form av lastfrekvens och vågutbredningshastighet, har på resulterande dragpåkänningar i en betongstruktur stående på mark med varierande styvhet. Med användande av linjära finita elementanalyser har en förenklad byggnadsstruktur, i form av en väggstruktur med öppningar, placerad på ett elastiskt underlag, undersökts. Vägstrukturen bestod av två olika geometrier där materialet antogs utgöras av antingen normalbetong eller lättbetong (Lecablock) och där markstyvheten antogs variera med ett spann på $k = 0,001-1 \text{ GN/m}^3$. Av utförd parameterstudie kan följande slutsatser dras:

- Det är komplext att förutspå hur storleken på resulterande dragspänningar påverkas av olika parametrar och det är inte uppenbart på förhand att en given kombination av lastfrekvens f och vågutbredningshastighet c ska resultera i stora dragpåkänningar i utsatt byggnad. Potentiella resonanseffekter kan vidare enbart delvis förklara observerad spridning i resultat. Erhållna resultat indikerar dock att kritiska lastfrekvenser har en tendens att öka med ökande markstyvhet.
 - Kritisk kombination varierar för olika värden på styvhet hos byggnad och markstyvhet k , lastfrekvens f och våghastighet c i mark.
 - För tillräckligt låg markstyvhet ($k \leq 0,01 \text{ GN/m}^3$) indikeras att enbart obetydliga dragspänningar fås, dessa fall blir därför inte kritiska för belastad byggnad.
 - För högre markstyvhet, dock inte alltför extrema värden ($k \leq 0,1 \text{ GN/m}^3$), indikeras att maximal påkänning uppstod vid frekvens $f = 25 \text{ Hz}$ eller 50 Hz , för högre lastfrekvenser ($f = 100 \text{ Hz}$ eller 200 Hz) erhöles dock minskade dragpåkänningar i byggnaden.
 - För än hög markstyvhet ($k \geq 1 \text{ GN/m}^3$) indikeras att högre dragpåkänning i byggnaden erhålls med ökande lastfrekvens f . Dylka markstyvheter bedöms dock vara så höga att de eventuellt inte förekommer i praktiken.

- Inverkan av strukturens geometri och material
 - Likvärdiga resultat erhöles för de två olika geometrier som studerades, en viss spridning i kritisk lastfrekvens uppstod dock.
 - Varierad storlek hos öppningar i belastad struktur hade försumbar inverkan på både egenfrekvenser och resulterande dragpåkänningar.
 - En ändring av material i strukturen kan medföra ändrade egenfrekvenser hos strukturen, vilket också kan ha betydande inverkan på erhållna resultat. I aktuellt fall ändrades från betong till lättbetong, vilket gav markens egenskaper en ökad inverkan som gjorde att kritiska kombinationer av markstyvhet k , lastfrekvens f och våghastighet c i mark ändrades.

Utöver en parameterstudie har även genomförts jämförelser mellan numeriska simuleringar och försök. Kalibrering av nyttjad finita elementmodell gjordes på försök utförda i Norge 2018, varvid jämförelser med uppmätt respons orsakade av sprängningar i berg, med varierande avstånd och laddningsmängd, utfördes. Av denna jämförelse kan följande slutsatser dras:

- Sämre överensstämmelse än förväntat erhöles mellan numeriska simuleringar och försök. Orsaken till detta bedöms bero på en kombination av brister i modellering och i tillgängliga försöksdata.
 - Den typ av okopplade fjäderelement som i här utfört arbete har använts för att simulera markens styvhet bedöms vara otillräckliga. Ett mer korrekt sätt att hantera markens egenskaper skulle vara att använda samma typ av solidelement som använts för byggnaden.
 - Markens dämpning behöver beaktas i simuleringarna – i här utförda simuleringar beaktades inte detta, vilket tros varit en starkt bidragande orsak till att simuleringarna överskattade vertikala hastigheter i väggen jämfört med vad som erhöles i försök.
 - Vid numeriska simuleringar av försök är det viktigt att ha tillgång till fullständig lastdata i både vertikal- och horisontalled. I det aktuella fallet har försöksdata på markvibrationer i horisontalled saknats, vilket försvårat jämförelsen.
 - Slutsatser rörande jämförelse av horisontella rörelser har inte bedömts vara möjligt att dra eftersom lastdata för horisontella markvibrationer saknats.
 - Till stor del underskattades maximala dragtöjningar i simuleringarna jämfört med värden uppmätta i försök. En bidragande anledning till denna avvikelse bedöms dock ha varit att horisontella markvibrationer inte beaktades i simuleringarna.

- Nyttjad 2D-modell gav en god approximation på modform och egenfrekvens för flera primära moder och gav för dessa också god överensstämmelse med en mer utförlig modell i 3D. En 2D-modell missar dock oundvikligen vissa sekundära moder där rörelse av byggnaden sker ut ur 2D-planet. För de fall där dylika moder är viktiga för den totala responsen behöver en 3D-modell användas, i här utförda simuleringar bedömdes avsaknaden av dessa moder dock ha en begränsad inverkan på de slutliga resultaten.

5.2 Förslag på fortsatt arbete

I denna rapport har modellering av respons hos struktur utsatt för markvibrationer från närliggande sprängning studerats. Arbetat har främst nyttjat 2D-modeller i FEM för principiella parameterstudier samt jämförelser med försök. Detta arbete har gett en övergripande inblick i inverkan från olika parametrar så som lastens, markens samt strukturens egenskaper och har via detta även belyst den betydande komplexitet som finns för att bedöma markvibrationers skadeverkan mot byggnad. För framtida arbete så bedöms användandet av fortsatta numeriska simuleringar, i samverkan med jämförelser mot experimentella data, vara centralt för att erhålla ökad förståelse för den respons som erhålls. Sådana simuleringar erfordrar dock en förbättring av nuvarande modellering, främst vad gäller markens egenskaper i form av dämpning och interaktion med byggnad. Användandet av solidelement för att modellera marken bedöms därför vara en naturlig utveckling av hittills använda numeriska modeller. Det bedöms vidare vara fortsatt möjligt att till stor del nyttja förenklade 2D-modeller, dock bör jämförelser med modellering i 3D fortlöpande göras.

Arbetet bör i nästa steg fortsätta med jämförelser av de tre testbyggnader som ingått i de norska fältförsök som nämns i denna rapport. Jämförelse görs av globala (egenfrekvenser och modformer) lokala (vibrationer och dragtöjningar) effekter med användande av både 2D- och 3D-modeller, där justering av markens egenskaper har uppdaterats enligt ovan. På längre sikt är det önskvärt att jämföra simuleringar med responsen hos verkliga byggnader utsatta för markvibration från sprängning och, utgående från sådana jämförelser, genomföra systematiska parameterstudier för att via dessa identifiera vilka parametrar och fenomen som bedöms vara mest centrala vid skador på byggnader från sprängning. Det långsiktiga arbetet med den arbetet är att klargöra samverkan mellan vibrationer i marken, byggnadens dynamiska egenskaper och risk för skada. Ett sådant klargörande skulle utgöra ett viktigt underlag till en ny Svensk Standard, och i förlängningen en ny nordisk standard.

6. REFERENSER

- Dowding, C.H., Diels, E.W. (2019): Use of response velocity to calculate building strains from blasting vibrations, EFEE 10th world conference on explosives and blasting, Helsinki, 2019.
- Folkow, P., Johansson, M., Leppänen, J. (2021): ”Skadeverkan mot byggnad av markvibrationer från sprängning.” Chalmers tekniska högskola, ACE 2021:1, Göteborg.
- Folkow, P.D., Johansson, M., Leppänen, J., Edefors, G., Nasseri, A. (2022): ”Effects on buildings from blast induced vibrations – a numerical pre-study.” EFEE 11th World Conference on Explosives and Blasting, Maastricht, 2022.
- Gjödvdad, J.F., Jern, M. (2019): ”Vibration monitoring standards connected to the use of explosives in Europe.” EFEE 10th world conference on explosives and blasting, Helsinki, 2019.
- Jern, M. (2018): ”Test vägningsfilter.” Nitro Consult rapport 1731 7255 R 01 (Trafikverket ID 6532), Frekvensgruppen.
- Norén-Cosgriff, K., Ramstad, N., Neby, A., Madshus, C. (2020): ”Building damage due vibration from rock blasting.” *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 138, 2020.
- Norsk Standard (2022): ”Vibrasjoner og støt — Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk — Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt på byggverk, inkludert tunneler og bergrom.” NS 8141:2022, 2022, Norge.
- Johansson, M., Folkow, P.D., Leppänen, J., Edefors G. (2022): ”Skadeverkan mot byggnad av markvibrationer från sprängning.” Bergdagarna, 2022.
- Remedy (2019): ”Vibration induced damage due to construction work – State of the art report, WP4 – Vibrations induced by construction activity.” Deliverable 4.1, rev 0, Remedy Project, Norge.
- Remedy (2021): ”Vibration induced damage due to construction work – Blasting tests, WP4 – Vibrations due to construction activities.” Deliverable 4.2, rev 1, Remedy Project, Norge.
- SIS (2011): ”Vibration och støt – Riktvärden för sprängningsinducerade vibrationer i byggnader.” Svensk Standard SS 460 48 66, 2011.
- SIS (2013a): ”Förstudie ny Standard: SS 460 48 66 Vibration och støt.” SIS Teknisk kommitté 111, Ag3.
- SIS (2013b): ”Bakgrund Svensk Standard: SS 460 48 66 Vibration och støt.” SIS Teknisk kommitté 111, Ag3.
- Siskind, D.E. (2018): ”Vibrations from blasting.” Society of explosives engineers, 3rd printing, Cleveland, OH, USA.



Box 5501
SE-114 85 Stockholm

info@befoonline.org • www.befoonline.org
Besöksadress: Storgatan 19, Stockholm

ISSN 1104-1773