

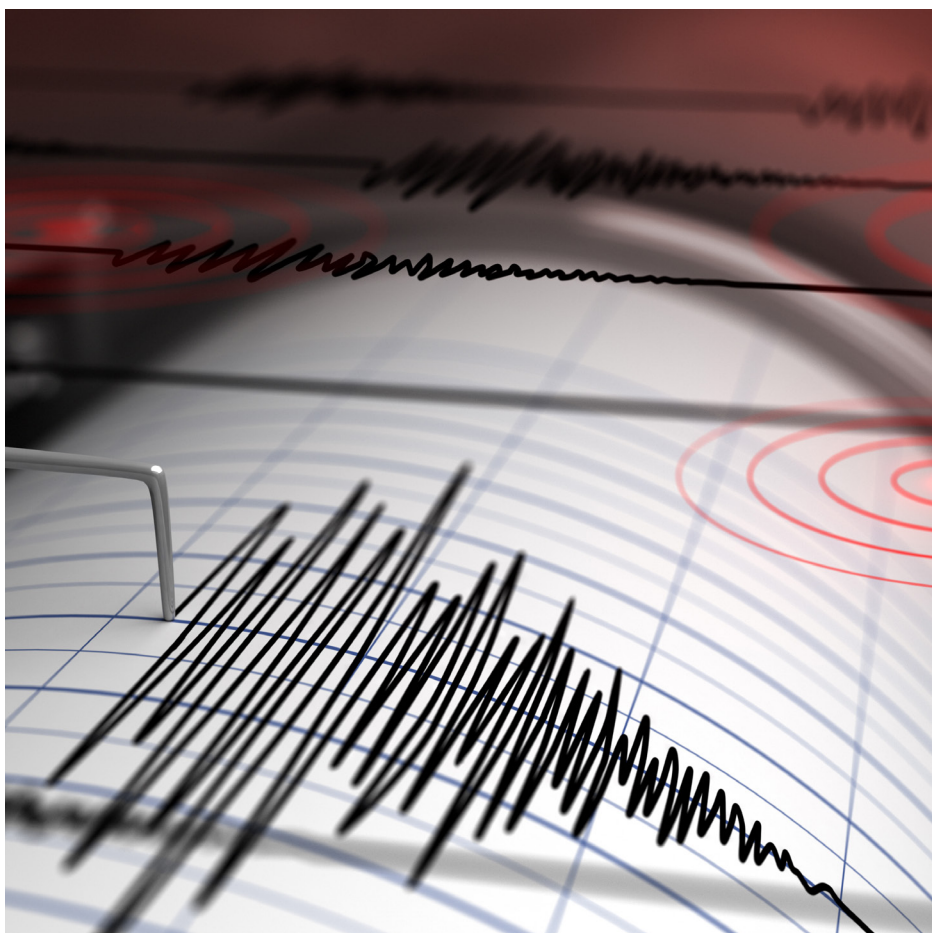
SAMMANFATTNING AV JORDBÄVNINGSSEMINARIUM FÖR KÄRNTEKNISKA BYGGNADER

RAPPORT 2023:922



BETONGTEKNIK
KÄRNKRAFT

BETONGTEKNISKT PROGRAM
KÄRNKRAFT



Energiforsk

Sammanfattning av jordbävningsseminarium för kärntekniska byggnader

DANIEL RYDLE

ISBN 978-91-7673-922-8 | © Energiforsk januari 2023

Energiforsk AB | Telefon: 08-677 25 30 | E-post: kontakt@energiforsk.se | www.energiforsk.se

Förord

Den seismiska aktiviteten i Sverige och Finland är i relation till många andra länder i både Europa och övriga världen låg. En följd av detta är att erfarenhet och kompetens avseende jordbävningsanalys och jordbävningsdimensionering av betongkonstruktioner är begränsad inom länderna. Som ett steg att stärka den svenska kompetensen, anordnade Energiforsks ett tekniskt seminarium om jordbävningsanalys och jordbävningsdimensionering av betongkonstruktioner i kärntekniska anläggningar med fokus på nordiska förhållanden.

Seminariet arrangerades av Daniel Rydle, Vattenfall och hade ett brett deltagande från myndigheter, leverantörer, kraftverksägare och konsulter, som diskuterade olika aspekter av seismiska analyser för kärnkraftsbyggnader.

Studien ingår i Energiforsk Betongtekniskt program kärnkraft, som driver forskning kring betongkonstruktioner inom kärnkraftverk. Det övergripande målet med det betongtekniska programmet är att säkerställa avsedd livslängd och hög tillgänglighet för svenska kärnkraftverk med bibehållen säkerhet och för att kunna driva en effektiv förvaltning.

Intressenterna bakom Betongtekniskt program kärnkraft är Vattenfall, Uniper, Fortum, Teollisuuden Voima Oy (TVO) i Finland, Skellefteå Kraft, Karlstads Energi samt Strålsäkerhetsmyndigheten (SSM) och Svensk Kärnbränslehantering AB (SKB).

Här redovisas resultat och slutsatser från ett projekt inom ett forskningsprogram som drivs av Energiforsk. Det är rapportförfattaren/-författarna som ansvarar för innehållet.

Sammanfattning

Energiforsks Betongprogram Kärnkraft anordnade måndagen den 18:e maj 2022 kl. 10:00-16:00 ett seminarium om jordbävningar samt seismisk design och analys av kärntekniska anläggningar i Sverige och Finland. Seminariet genomfördes som ett hybridseminarium med möjlighet till fysiskt deltagande på Vattenfalls huvudkontor i Solna eller digitalt deltagande via Microsoft Teams. Totalt deltog ca 90 personer på seminariet, varav 40 personer deltog fysiskt.

Denna rapport sammanfattar kortfattat de presentationer som hölls under seminariet samt de diskussioner och kommentarer som kom upp i samband med dessa.

Nyckelord

Jordbävningar, Seminarium, FEM, Provning, Seismologi, PSHA, Regelverk, CAV

Summary

On Monday the 18th of may 2022 between 10 AM and 16 PM, Energiforsk organized a seminar about earthquakes, and seismic analysis of nuclear facilities in Sweden and Finland. The seminar was held as a hybrid-seminar with the possibility to attend physically at Vattenfall's head office in Solna or digitally on Microsoft Teams. In total, the seminar had 90 attendees out of which 40 were attending physically.

This report briefly summarizes the presentations on the seminar as well as the discussions and comments related to these.

Innehåll

1	Inledning	7
2	Sammanfattning av presentationer	9
2.1	Regelverk i Sverige och Finland för seismisk design av kärntekniska anläggningar	9
2.2	Jordbävningar i Sverige och seismisk fara: var står vi idag?	9
2.3	Erfarenheter från en nyligen genomförd PSHA och seismiska analyser i Finland	10
2.4	CAV-filtrering av seismisk risk enligt SKI 92:3	11
2.5	Damage Potential of Swedish GMRS to NPP RC Structures	11
2.6	Etablerad praxis för seismisk analys av byggnader på kärntekniska anläggningar i Sverige, Metodöversikt och erfarenheter	12
2.7	Förenklat angreppssätt för att bedöma seismisk tålighet för byggnader och strukturer innehållande kritisk utrustning, Metodöversikt och erfarenheter	12
2.8	Erfarenheter från jordbävningsprovning och analys för seismisk kvalificering av utrustning	13
2.9	Direct Finite Element Method for Seismic Rock-Structure Interaction	13
3	Förslag på fortsatta aktiviteter och studier	14
4	Referenslista	15
Bilaga A:	Presentationer	16

1 Inledning

Energiforsks Betongprogram Kärnkraft anordnade måndagen den 18:e maj 2022 kl. 10:00-16:00 ett seminarium om jordbävningar samt seismisk design och analys av kärntekniska anläggningar i Sverige och Finland. Seminariet genomfördes som ett hybridseminarium med möjlighet till fysiskt deltagande på Vattenfalls huvudkontor i Solna eller digitalt deltagande via Microsoft Teams. Totalt deltog ca 90 personer på seminariet, varav 40 personer deltog fysiskt. Den som fått i uppdrag av Betongprogram Kärnkraft att organisera och koordinera seminariet var Daniel Rydle från Vattenfall.

Denna rapport syftar till att kortfattat sammanfatta de presentationer som hölls under seminariet samt de diskussioner och kommentarer som kom upp i samband med dessa. Programmet för seminariet presenteras i Tabell 1 nedan.

Tabell 1 Program för jordbävningsseminariet. Namn med efterföljande asterisk (*) indikerar att personen deltog digitalt via Microsoft Teams.

10:00-10:05	Inledning <i>Urban Andersson (Energiforsk)</i>
10:05-10:35	Regelverk i Sverige och Finland för seismisk design av kärntekniska anläggningar <i>Simon Burck (STUK)*, Pekka Välikangas (STUK)*, Lars Bennemo (SSM)</i>
10:35-11:05	Jordbävningar i Sverige och seismisk fara: var står vi idag? <i>Björn Lund (Uppsala Universitet)</i>
11:05-11:15	Bensträckare
11:15-11:45	Erfarenheter från en nyligen genomförd PSHA och seismiska analyser i Finland <i>Timo Leppänen (Fortum)</i>
11:45-12:15	CAV-filtrering av seismisk risk enligt SKI 92:3 <i>Markus Stålbom (Westinghouse)</i>
12:15-13:10	Lunch
13:10-13:40	Damage Potential of Swedish GMRS to NPP RC Structures <i>Jan Lundwall (Ringhals), Morgan Lindqvist (OKG)</i>
13:40-14:10	Etablerad praxis för seismisk analys av byggnader på kärntekniska anläggningar i Sverige, Metodöversikt och erfarenheter <i>Jonas Sandberg (AFRY/Ringhals), Simon Eliasson (AFRY/Ringhals)</i>
14:10-14:40	Förenklat angreppssätt för att bedöma seismisk tålighet för byggnader och strukturer innehållande kritisk utrustning, Metodöversikt och erfarenheter <i>Erik Hansson (OKG)</i>
14:40-15:00	Fika
15:00-15:30	Erfarenheter från jordbävningsprovning och analys för seismisk kvalificering av utrustning <i>Martin Olofsson (RISE)</i>
15:30-16:00	Direct Finite Element Method for Seismic Rock-Structure Interaction <i>Arnkjell Løkke (NGI)</i>

2 Sammanfattning av presentationer

I detta avsnitt ges kortfattade sammanfattningar av de presentationer som hölls under seminariet, samt de diskussioner och kommentarer som uppkom i samband med dessa. Flertalet av presentationerna bifogas även med denna rapport och återfinns i Bilaga A. Presentationerna som inte är inkluderade i bilagan indikeras i aktuella delavsnitt.

Urban Andersson från Energiforsk inledde seminariet med ett välkomnande och en överblick av verksamheten inom Energiforsks betongtekniska program för kärnkraft.

2.1 REGELVERK I SVERIGE OCH FINLAND FÖR SEISMISK DESIGN AV KÄRNTEKNISKA ANLÄGGNINGAR

Simon Burck (STUK), Pekka Välikangas (STUK)*, Lars Bennemo (SSM)*
Presentationen från STUK ej inkluderad i Bilaga A

Simon Burck inledde denna delade presentation mellan STUK och SSM med ett föredrag om det finska regelverket för seismisk design och analys av byggnader vid kärntekniska anläggningar. Exempel gavs även på det av STUK godkända platsspecifika markresponsspektrumet för Hanhikivi 1. Sammanfattande resultat från en känslighetsstudie av parametrar som påverkar den seismiska faran i Finland presenterades.

Lars Bennemo från SSM inledde sin del av presentationen med en historisk återblick kring uppkomsten av "den svenska jordbävningen". Resultatet från detta arbete är de markresponsspektrum och syntetiska tidshistorier som presenteras i sammanfattningsrapporten SKI 92:3 [1]. Det är fortsatt än idag dessa markresponsspektrum som används som indata vid seismisk design och analys av byggnader vid svenska kärntekniska anläggningar. En diskussion som uppkom var svårigheten att hitta och få tillgång till de fem delrapporter som ligger till grund för innehållet i SKI 92:3 [1]. En insats att digitalisera och tillgängliggöra dessa hade varit av värde för branschen i Sverige. Vidare uppkom diskussioner kring varför längden på de presenterade syntetiska tidshistorierna i SKI 92:3 är 10 s. Ingen konsensus uppstod dock kring orsaken.

En historisk återblick gavs även kring det svenska regelverket. Sedan mars 2022 finns nya föreskrifter där även internationella standarder beaktats, framförallt SRL (Safety Reference Levels) från WENRA. Detta innebär bland annat ett minimivärde för PGA på 0,1 g i markresponsspektrum för jordbävningar med en återkomstfrekvens på 1E-5.

2.2 JORDBÄVNINGAR I SVERIGE OCH SEISMISK FARA: VAR STÅR VI IDAG?

Björn Lund (Uppsala Universitet)

Presentationen inleddes med en historisk återblick kring registrerade stora jordbävningar i Fennoskandien. Under de senaste 500 åren känner vi inte till något

skalv med en magnitud $M > 5$ på land i Sverige. Det Svenska Nationella Seismiska Nätet (SNSN) har idag 68 mätstationer i Sverige och har analyserat ca 11000 skalv sedan år 2000. Den första platsspecifika seismiska faroutvärderingen i Sverige är den som presenteras i rapport SKI 92:3 [1]. Utvärderingen baserades på den nordiska skalvkatalogen Fencat och skalade standardresponsspektrum från Japan. SKI 92:3 används fortfarande som indata vid seismisk design och analys av svenska kärnkraftverk och andra kärntekniska anläggningar. Sedan år 2000 har det gjorts andra utvärderingar av seismisk fara som inkluderar Sverige (se lista i bifogad presentation), däribland European Seismic Hazard Model 2020 (ESHM20). Denna modell ersätter dock inte en platsspecifik Probabilistic Seismic Hazard Assessment (PSHA) och är inte heller robust för återkomstperioder längre än 5000 år. Svårigheten med att göra PSHA i Fennoskandien är dock den begränsade mängd data som finns tillgänglig, samt en rad ytterligare osäkerheter kopplade till de förhållanden som råder i Sverige och Finland. Mer mätning behövs för att öka kunskapen och minska osäkerheterna. SKI 92:3 behöver uppdateras med nya data, modeller och metoder, se även referens [2]. För en platsspecifik SHA i Fennoskandien (Seismic Hazard Assessment) bör en PSHA även kompletteras med en deterministisk SHA för en bättre utvärdering av den seismiska risken. Driften av SNSN har sedan 2001 finansierats till ca 1/3 av SKB, men de planerar nu att dra in majoriteten av finansieringen. För att skapa förutsättningar för en uppdatering av SKI 92:3 och bättre förstå och övervaka den seismiska faran i Sverige krävs dock en fortsatt insamling av mätdata.

2.3 ERFARENHETER FRÅN EN NYLIGEN GENOMFÖRD PSHA OCH SEISMISKA ANALYSER I FINLAND

Timo Leppänen (Fortum)

Presentation ej inkluderad i Bilaga A

Som en del av en ny tillståndsansökan för fortsatt drift av kärnkraftverket Loviisa genomför Fortum, inom ramen för den nya ansökan, en jordbävningsutredning av anläggningen. Originaldesignen av byggnaderna vid anläggningen inkluderade inget jordbävningslastfall. Som ett första led i utredningen inleddes år 2015 arbetet med att ta fram en platsspecifik PSHA för Loviisa med ett tillhörande markresponsspektrum. Arbetet med färdigställandet av PSHA:n pågår fortfarande. En av de större utmaningarna för genomförandet av en PSHA vid den aktuella platsen är bristen på mätdata från registrerade skalv. Det framtagna markresponsspektrumet för platsen har vidare behövt skalas upp med 28 % för att möta kravet från WENRA om ett minimivärde på PGA lika med 0,1 g. Generellt har man i det genomförda arbetet observerat att tillämpningen av moderna modeller och metoder ger högre seismisk risk än vad tidigare utredningar visat. Avslutningsvis presenterades delar av det analysarbete som genomförts av både byggnader och utrustning vid Loviisa, där det framtagna platsspecifika markresponsspektrumet tillämpats.

2.4 CAV-FILTRERING AV SEISMISK RISK ENLIGT SKI 92:3

Markus Stålbom (Westinghouse)

Presentation av en studie som Westinghouse gjort åt OKG där CAV-filtrering (Cumulative Absolute Velocity) tillämpats för att filtrerar bort "ofarliga" jordbävningar i en PSHA och framtagning av markresponsspektrum för sannolikhetsnivå 1E-6 med data från SKI 92:3 [1].

I SKI 92:3 [1] har en lägsta magnitudgräns för de jordbävningar som inkluderas i analyserna tillämpats, närmare bestämt momentmagnituder av intensitet 3,93-5,93. Tillämpning av en undre magnitudgräns ger dock bias med höga riskbidrag till den integrerade risken från närliggande jordbävningar. Bortfiltrering av ofarliga jordbävningar med en CAV-baserad metod ger typiskt ett mer korrekt urval. I studien har en metod för CAV-filtrering från rapport EPRI 1014099 [3] tillämpats i genomförd PSHA utifrån redovisad data i SKI 92:3. Ingen ny metodutveckling har gjorts inom ramen för studien. Under diskussioner i samband med presentationen framkom även att SSM fört diskussioner om att tillämpa CAV-värden kopplat till deras jordbävningskrav för kärntekniska anläggningar.

Resultaten visar att det CAV-filtrerade markresponsspektrumet vid sannolikhetsnivå 1E-6 har responsvärden som är markant lägre än motsvarande presenterade spektrum i SKI 92:3. Jämfört med presenterat spektrum för 1E-5 i SKI 92:3 ligger värdena enbart något högre vid frekvenser under ca 7 Hz och över ca 30 Hz. Vidare visar resultaten att CAV-filtreringen leder till att bidragen till den seismiska risken får mindre bias mot närliggande relativt små jordbävningar.

2.5 DAMAGE POTENTIAL OF SWEDISH GMRS TO NPP RC STRUCTURES

Jan Lundwall (Ringhals), Morgan Lindqvist (OKG)

Först gavs en bakgrund till parametern CAV och hur detta värde beräknas för en given tidshistoria enligt den standardiserade metod som definieras i referens [4]. Vidare presenterades även bakgrunden till det gränsvärde på 0,16 g-s för CAV som ofta anges som en konservativ gräns för när skador kan uppkomma på byggnader utformade av ingenjörer, motsvarande MMI VII (Modified Mercalli Intensity VII). Genom jämförelse med data från SQUG (Seismic Qualification Utility Group) konstaterades dock att ett värde på 0,16 g-s för kärnkraftverk är mycket konservativt.

Istället sorterades de svenska kärnkraftverken in i ERD-kategorier (Earthquake-Resistant Design) enligt EMS (European Macroseismic Scale) baserat på resultat från en studie presenterad i [5]. Enligt erhållna resultat kan O3/F3 kategoriseras som *High ERD* medan F1/F2/R3/R4 hamnar i kategori *Moderate ERD*, vilket motsvarar MMI IX respektive VIII. Vidare utvärderades CAV-värdet för en syntetisk tidshistoria för den svenska 1E-5-jordbävningen enligt markresponsspektrumet i SKI 92:3 [1]. Utvärderingen gav ett CAV-värde på 0,13 g-s. Detta innebär att risken för skada på armerade betongkonstruktioner vid de svenska kärnkraftverken är försumbar utgående från ett globalt strukturmekaniskt perspektiv.

2.6 ETABLERAD PRAXIS FÖR SEISMISK ANALYS AV BYGGNADER PÅ KÄRNTEKNISKA ANLÄGGNINGAR I SVERIGE, METODÖVERSIKT OCH ERFARENHETER

Jonas Sandberg (AFRY/Ringhals), Simon Eliasson (AFRY/Ringhals)

Presentationen sammanfattar den erfarenhet och praxis som AFRY/Ringhals har etablerat genom många års arbete med seismisk analys av byggnader vid kärntekniska anläggningar i Sverige. Initialt presenterades den jordbävningslast från SKI 92:3 [1] som normalt tillämpas i Sverige, både responsspektra och tillhörande syntetiska tidshistorier visades.

Den vanligaste analysstypen som tillämpas är responsspektrumanalys eftersom den är förhållandevis snabb att använda samtidigt som mängden data hålls till ett minimum. Nackdelar är att resultaten blir konservativa eftersom tecken på lasterna saknas i analysmetoden och modellerna måste vara linjära. I de fall noggrannare och mindre konservativa analyser krävs för att verifiera byggnaders hållfasthet tillämpas tidshistorieanalyser. Denna typ av analyser kan även hantera icke-linjära beteenden i modellerna. Analyserna genomförs både med direkt tidsintegration och modal superposition. Själva jordbävningslasten (tidshistorian) appliceras typiskt direkt på konstruktionen utan att modellera undergrunden. Tidshistorieanalyser används även normalt för framtagning av sekundära responsspektrum. Det bör dock noteras att även andra metoder för framtagning av sekundärresponsspektrum finns publicerade i litteraturen (t.ex. *direct spectra-to-spectra*), dessa används dock inte typiskt i Sverige. Nackdelar med tidshistorieanalyser är att de ofta är tidskrävande och genererar stora mängder data.

Presentationen avslutades med två analys exempel av två olika byggnadsstrukturer vid kärntekniska anläggningar. I det ena användes responsspektrummetoden för att utvärdera byggnadsstrukturens bärighet mot den svenska jordbävningslasten, medan tidshistorieanalys användes i det andra exemplet.

2.7 FÖRENKLAT ANGREPPSÄTT FÖR ATT BEDÖMA SEISMISK TÅLIGHET FÖR BYGGNADER OCH STRUKTURER INNEHÅLLANDE KRITISK UTRUSTNING, METODÖVERSIKT OCH ERFARENHETER

Erik Hansson (OKG)

Presentationen visar hur man på ett förenklat sätt kan uppskatta en byggnads seismiska tålighet baserat på maximal acceleration i designresponsspektrumet, första egenmoden, strukturens massa och en dynamisk förstöringsfaktor. Det är också viktigt att kontrollera tillhörande maximala deformation vid nyttjande av detta förenklade angreppssätt. Ett antal exempel på praktiska tillämpningar presenterades, och förslag gavs på svagheter och styrkor att leta efter hos byggnader vid förenklade bedömningar.

Fördelar med de förenklade metoderna är dess enkelhet och snabbhet, vilket kan skapa en snabb överblick och förståelse för byggnaders tålighet. På så sätt kan även de byggnader för vilka noggrannare analyser krävs identifieras. Exempel på nackdelar är att detaljer inte kan beaktas och att metodernas konservatism kan leda

till överlastar. Vidare medför byggnader med komplex utformning svårigheter att etablera en förenklad representation av det strukturella systemet. Viktigt att ha med i åtanke är dock att valet av analysmetod bör styras av behovet i varje enskilt fall.

2.8 ERFARENHETER FRÅN JORDBÄVNINGSPROVNING OCH ANALYS FÖR SEISMISK KVALIFICERING AV UTRUSTNING

Martin Olofsson (RISE)

Presentation om den försöksverksamhet som RISE bedriver i Borås med jordbävningsprovning för seismisk kvalificering av utrustning. Labbet har ett biaxialt skakbord med en maximal provningsvikt på 2 ton. Detta är ett av få labb i Norden som har möjlighet att genomföra seismisk provning. Primärt genomförs provning av olika typer av utrustning, däribland utrustning för kärnkraftverk. Provning kan ske för godtyckligt responsspektrum, labbet syntetiserar tidshistorier för användning i skakbordet. Man kvalificerar även utrustning med hjälp av analyser.

Bland personalen finns även erfarenhet av jordbävningsprovning av skalmodeller, primärt för stenhus. Även om denna typ av provning inte tidigare genomförts i labbet i Borås finns möjligheten att genomföra jordbävningsprovning av skalmodeller om så önskas.

2.9 DIRECT FINITE ELEMENT METHOD FOR SEISMIC ROCK-STRUCTURE INTERACTION

Arnkjell Løkke (NGI)

Presentation av en utvecklad metod för beaktande av interaktion mellan struktur och berg vid jordbävningsanalys med finita elementmetoden. Anledningen till att inkludera berget är en mer realistisk representation av systemet. Närvaron av strukturen påverkar rörelserna i marken, och marken påverkar vibrationerna i strukturen. Det finns ofta en möjlighet att påvisa lägre utnyttjandegrader i strukturdelar vid beaktande av interaktionen mellan mark och struktur. Den utvecklade metodens fördel är att den kan implementeras av användaren i de flesta kommersiella finita elementkoder, och är även applicerbar i icke-linjär analyser.

Ett fundamentalt antagande i modellen är att vågorna i marken propagerar endimensionellt och vertikalt. Detta innebär att effekten av inkoherenta vågor delvis kan beaktas i fall med stora grundläggningsdjup. För små grundläggningsdjup blir effekten liten och andra metoder måste tillämpas för att beskriva effekten. Dessa metoder kräver dock ofta att modellerna är linjära och specialanpassade programvaror.

Utförligare beskrivningar av metoden återfinns i följande rapport [6] samt tidskriftsartiklarna [7], [8], [9].

3 Förslag på fortsatta aktiviteter och studier

- För att sprida erfarenheter av modellering mellan aktörer som arbetar med jordbävningsanalys av kärntekniska anläggningar i Sverige och Finland föreslås att en renodlad modelleringsworkshop anordnas. Ett sätt att maximera utbytet av erfarenhet och modelleringstekniker mellan deltagarna är att workshopen, i alla fall delvis, organiseras som en Benchmark Workshop, där ett och samma problem löses och presenteras av deltagarna.
- Framtagande av sekundärresponsspektra utförs vanligtvis baserat på tidshistorieanalyser i Sverige. Enligt ASCE 4-16 ska dock analyser med minst 5 oberoende set av tidshistorier användas för bestämning av dessa spektra. Det finns dock andra metoder i litteraturen där endast egenfrekvensanalyser behöver genomföras, så kallade *direct spectra-to-spectra methods*. Den svenska erfarenheten av dessa metoder är begränsad, men kan innebära tidsbesparingar vid framtagande av sekundärresponsspektra. Det föreslås därför att en utredning om dessa metoder genomförs.
- Vid RISE laboratorium i Borås finns kompetens och utrustning för att genomföra jordbävningsprovning av skalmodeller. Sådan provning innebär en möjlighet att t.ex. verifiera numeriska modeller, utvärdera olika modelleringstekniker och metoder för bestämning av sekundärresponsspektra, etc. i en kontrollerad experimentell miljö. Denna möjlighet föreslås undersökas närmare.
- Under seminariet framkom att de 5 bakgrundsrapporter som refereras i sammanfattningsrapporten SKI 92:3 [1] gällande de svenska markresponsspektrum inte går att hitta digitalt. De är även svåra att hitta i tryckt format. Det föreslås därför att en insats görs för att leta upp dessa rapporter och digitalisera dem så att de blir tillgängliga för branschen.
- De markresponsspektrum som används vid jordbävningsanalys och dimensionering i Sverige togs fram i början av 90-talet och presenteras i rapporten SKI 92:3 [1], och bygger för övrigt på skalade japanska standardresponsspektrum. Sedan dess har utvecklingen av metoder för utvärdering av seismisk risk/fara utvecklats och mer jordbävningsdata insamlats via det svenska nationella seismiska nätet SNSN (började sina mätningar år 2000). Erfarenheter från en nyligen genomförd PSHA i Finland visar dessutom på att användandet av moderna modeller och metoder generellt ger en större seismisk risk än vad tidigare genomförda analyser visat. Det föreslås därför att nya platsspecifika utvärderingar av den seismiska risken vid svenska kärntekniska anläggningar genomförs.

4 Referenslista

- [1] SKI, "Characterization of seismic ground motions for probabilistic safety analyses of nuclear facilities in Sweden - Summary Report," SKI Statens kärnkraftsinspektion, SKI Technical Report 92:3, Stockholm, 1992.
- [2] B. Lund, R. Roberts och C. A. Smith, "Review of paleo-, historical and current seismicity in Sweden and surrounding areas with implications for the seismic analysis underlying SKI report 92:3," SSM, 2017:35, Stockholm, 2017.
- [3] K. L. Merz, G. S. Hardy, N. Abrahamson och J. Watson-Lamprey, "Program on Technology Innovation: Use of Cumulative Absolute Velocity (CAV) in Determining Effects of Small Magnitude Earthquakes on Seismic Hazard Analyses," EPRI, TR-1014099, Palo Alto, CA, 2006.
- [4] T. O'Hara och J. Jacobson, "Standardization of the cumulative absolute velocity," EPRI, TR-100082, Palo Alto, CA, 1991.
- [5] K. Campbell och Y. Bozorgnia, "Use of Cumulative Absolute Velocity (CAV) in Damage Assessment," i 15 WCEE, Lisbon, 2012.
- [6] A. Løkke och A. K. Chopra, "Direct-Finite-Element Method for Nonlinear Earthquake Analysis of Concrete Dams Including Dam-Water-Foundation Rock Interaction," Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Report No. 2019/02, Berkeley, CA, 2019.
- [7] A. Løkke och A. K. Chopra, "Direct finite element method for nonlinear analysis of semi-unbounded dam-water-foundation rock systems," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 46, nr 8, pp. 1267-1285, 2017.
- [8] A. Løkke och A. K. Chopra, "Direct finite element method for nonlinear earthquake analysis of 3-dimensional semi-unbounded dam-water-foundation rock systems," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 47, nr 5, pp. 1309-1328, 2018.
- [9] A. Løkke och A. K. Chopra, "Direct finite element method for nonlinear earthquake analysis of concrete dams – simplification, modeling, and practical application," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 48, nr 7, pp. 818-842, 2019.

Bilaga A: Presentationer



Regulations in Finland for seismic design of nuclear facilities

Energieforsk seminar, 2022-5-16

Contents

Internal and external events in Acts and Regulations in Finland

Seismic design criteria for Hanhikivi 1

- Design Basis and DEC C Earthquake
- Vibration analyses and design criteria according to ASCE

Other sources of vibration for reference: airplane crash

Summary and conclusions

Internal and external events in Acts and Regulations

- Nuclear Energy Act 1987/990
 - External site-specific conditions mentioned generally (Art 19.)
Construction license can be granted *if the location of the nuclear facility is appropriate with respect to the safety of the planned operations*
- STUK Regulation on the Safety of Nuclear Power Plants (Y/1/2018)
 - Replaced the previous Government Decree 717/2013 on 1.1.2016 and was updated in 2018
 - Section 14 Protection against external events affecting the safety
 - These are general requirements that external hazards shall be taken into consideration in design

YVL Guides referring to internal and external hazards

- YVL B.1 *Safety Design of an NPP*
 - *general design principles and defense in depth principles*
 - *separation principles*
- **YVL B.7** *Provisions for internal and external hazards at a nuclear facility*
- YVL B.8 *Fire protection at a nuclear facility*
- YVL A.7 *Probabilistic risk assessment and risk management of a nuclear power plant*
 - requires PRA for internal and external hazards
 - preliminary PRA in connection with construction license application
- YVL A.11 *Security of a nuclear facility*
 - airplane collision
 - explosion pressure waves etc.

Guides available at: <https://www.stuk.fi/web/en/regulations/stuk-s-regulatory-guides/regulatory-guides-on-nuclear-safety-yvl->

PROVISIONS FOR INTERNAL AND EXTERNAL HAZARDS AT A NUCLEAR FACILITY

1	Introduction	4
2	Scope of application	7
3	Layout design of the nuclear facility	10
3.1	Layout design of the site area	10
3.2	Protection of the nuclear facility against internal hazards	11
3.3	Requirements for the separation and protection of safety divisions	13
3.4	Requirements for penetrations and openings in the boundaries of safety divisions	15
3.5	Demonstration of the implementation of requirements, and the documents to be submitted to STUK	16
3.5.1	Application for a decision-in-principle	16
3.5.2	Application for a construction licence and the construction stage	16
3.5.3	Operating licence application and operation	17
4	Earthquakes	18
4.1	Design basis earthquake	18
4.2	Seismic design of structures and components	19
4.2.1	General	19
4.2.2	Loads	20
4.2.3	Dimensioning principles	23
4.3	Demonstration of earthquake resistance	23
4.3.1	General	23
4.3.2	Analyses	24
4.3.3	Tests and combining tests with analyses	24
4.3.4	Empirical assessments	24
4.3.5	Electrical and I&C equipment	25
4.3.6	Equipment aggregates	25
4.3.7	Safe shutdown of the nuclear power plant	25
4.3.8	The use of PRA to support earthquake resistance design	26
4.4	Earthquake resistance control during construction and operation	26
4.5	Demonstration of the implementation of requirements, and the documents to be submitted to STUK	27
5	Other hazards external to the nuclear facility	29

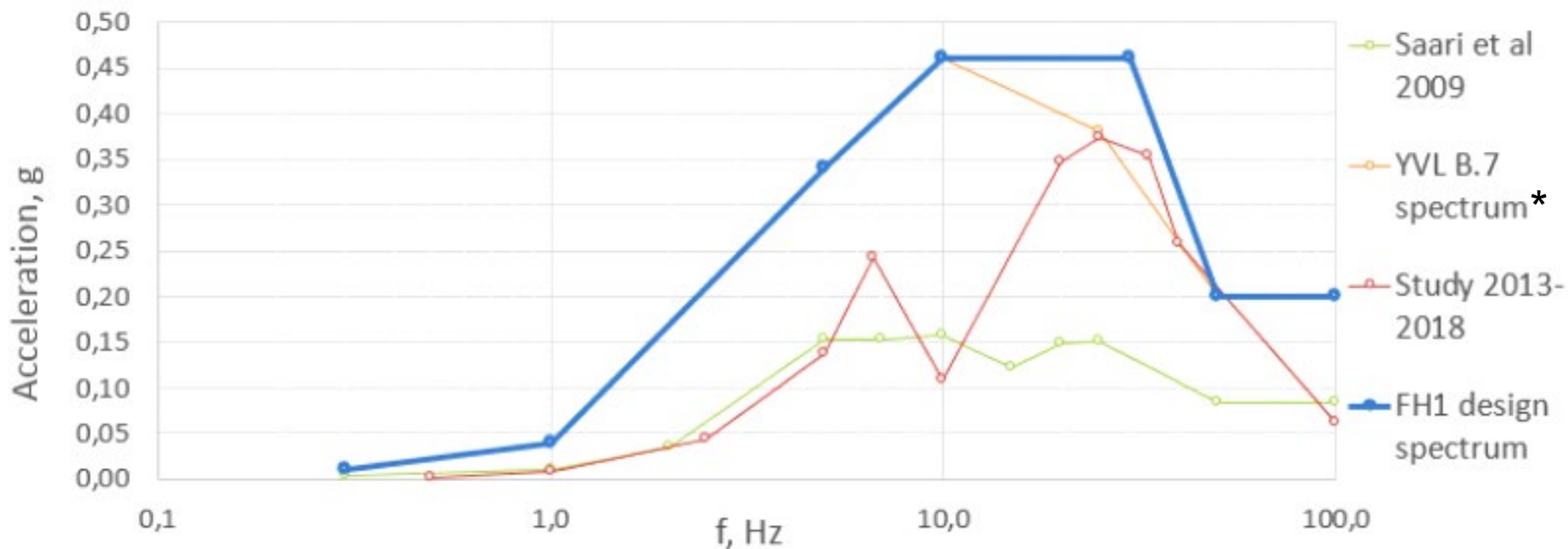
5.1	General requirements for protection against external hazards	29
5.2	Hazard curve	31
5.3	Meteorological phenomena	31
5.4	High and low sea water level and external floods	32
5.5	Ice and frazil ice	33
5.6	Other external events endangering seawater and raw water supply	33
5.7	External fires and explosions	34
5.8	Electromagnetic interference	34
5.9	Hazards caused by flora and fauna	34
5.10	Demonstration of the implementation of requirements, and the documents to be submitted to STUK	34
5.10.1	Application for a decision-in-principle	35
5.10.2	Application for a construction licence, construction stage and plant modifications	35
5.10.3	Application for an operating licence and commissioning of plant modifications	36
6	Regulatory oversight by the Radiation and Nuclear Safety Authority	37
7	Removed (Appendix An example of an acceptable spectrum)	39
8	References	40

Design basis earthquake and DEC C

- Peak ground acceleration (PGA) and shape of ground response spectrum
- Frequency of exceedance at most $1 \cdot 10^{-5}$ /year (Design basis earthquake)
- Site specific values proposed by the license applicant, reviewed by STUK and its consultants
- Design basis PGA shall be at least 0.1 g according to IAEA recommendation
 - at sites in Southern Finland the calculated design basis PGA is less than 0.1 g
- DEC C –analyses down to lower frequencies ($\sim 1 \cdot 10^{-7}$ /year)
 - typically, 2 – 3 times design PGA
 - e.g., by seismic margin assessment
- Other sources of external vibrations
 - airplane crash, pressure waves
- The licensee submits to STUK for review and acceptance reports on seismic design basis and design principles

Seismic design criteria for Hanhikivi 1

- Approved in 2018 after lengthy studies
 - Design basis PGA = 0,2 g
 - DEC C PGA = 0,35 g



*An example of an approved site spectrum in the Explanatory memorandum of YVL B.7

ASCE/SEI 4/16, Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures

Chapter 2, Seismic input

- Design (or evaluation) Response Spectrum (DRS) at the free surface shall be computed as a mean 5 % damped
- Horizontal (H) and Vertical (V) DRS dependent on each other according to defined V/H ratio

Chapter 3, Modelling of structures, Response Levels:

- 1: Used nominal strength capacity of steel and concrete members < 50 %, no significant cracking in concrete
- 2: $50 \% \leq$ used capacity $\leq 100 \%$, significant cracking in concrete
- 3: limited permanent distortion < used capacity < large permanent distortion

Table 3-1. Viscous Damping Expressed as a Fraction of Critical Damping

Structure Type	Response Level 1	Response Level 2	Response Level 3
Welded aluminum structures	0.02	0.04	0.04
Welded and friction-bolted steel structures	0.02	0.04	0.07
Bearing-bolted steel structures	0.04	0.07	0.10
Prestressed concrete structures (without complete loss of prestress)	0.02	0.05	0.07
Reinforced concrete structures	0.04	0.07	0.10
Reinforced masonry shear walls	0.04	0.07	0.10

Design Basis Earthquake

DEC C Earthquake

ASCE/SEI 4/16, Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures

Chapter 6, Input for subsystem analysis

- Acknowledge that the degree of used capacity of structural framework can be different than vibration resistance design of subsystem
- Demand-to-capacity ratio D/C

Table 6-1. Estimating Subsystem Response Levels

Response Level	D/C
1	≤ 0.5
2	≈ 0.5 to 1.0
3	≥ 1.0

Commonly measured data show that criteria for cable trays are very conservative

Table 6-2. Damping Values for Subsystems

Type of Subsystem	Damping (% of critical)		
	Response Level 1	Response Level 2	Response Level 3
Piping	5	5	5
Distribution systems			
Cable trays 50% or more full and ZPA of support locations of 0.25g or greater	5	10	15
For other cable trays, those with rigid fireproofing and conduits	5	7	7
Massive, low-stressed mechanical components (pumps, compressors, fans, motors, etc.)	2	3	^a
Light-welded instrument racks	2	3	^a
Electrical cabinets and other equipment	3	4	^b
Liquid-containing metal tanks—impulsive mode	2	3	4
Liquid-containing reinforced concrete tanks—impulsive mode ^c	3	5	7
Sloshing mode (metal and concrete tanks)	0.5	0.5	0.5

^a Should not be stressed to Response Level 3.

^b 5% damping may be used for anchorage and structural failure modes that are accompanied by at least some inelastic response. Response Level 1 damping values shall be used for functional failure modes such as relay chatter or relative displacement issues that may occur at a low cabinet stress level.

^c If an unlined tank is intended to function as a liquid retention barrier, then the tank should not be stressed beyond Response Level 1.

ASCE/SEI 43-05, Seismic Design Criteria for SSC in Nuclear Facilities

TABLE 1-4. Structural Deformation Limits for Limit State

Limit State	Structural Deformation Limit
A	Large permanent distortion, short of collapse <i>Significant damage</i>
B	Moderate permanent distortion <i>Generally repairable damage</i>
C	Limited permanent distortion <i>Minimal damage</i>
D	Essentially elastic behavior <i>No damage</i>

TABLE 3-4. Summary of Maximum Response Level for Damping

Elastic buckling conditions control design	Response Level 1
Generation of in-structure spectra	Response Level 1 (Response Level 2, if justified)
Limit State D	Response Level 2
Limit States A, B, or C:	
Elastic analysis	Response Level 3*
Inelastic time-history response analysis	Response Level 1 (Response Level 2, if justified)

Note:
* Only to be used with adequate ductile detailing. However, functionality of SSCs must be given due consideration. Response Level 3 corresponds to Limit State C; Response Level 3 may also be used for Limit States A and B.

YVL B.7, ref. 19. Recommendations for Revision of Seismic Damping Values in Regulatory Guide 1.61, NUREG/CR-6919, U.S. Nuclear Regulatory Commission, Washington, DC, 2006.

TABLE 3-2. Specified Damping Values for Dynamic Analysis

Type of Component	Damping (% of Critical)		
	Response Level 1	Response Level 2	Response Level 3
Welded and friction-bolted metal structures	2	4	7
Bearing-bolted metal structures	4	7	10
Prestressed concrete structures (without complete loss of prestress)	2	5	7
Reinforced concrete structures	4	7	10
Reinforced masonry shear walls	4	7	10
Piping	5	5	5
Distribution systems:			
• Cable trays 50% or more full and in-structure response spectrum Zero Period Acceleration of 0.25 g or greater	5	10	15
• For other cable trays, cable trays with rigid fireproofing and conduits	5	7	7
Massive, low-stressed mechanical components (pumps, compressors, fans, motors, etc.)	2	3	—*
Light welded instrument racks	2	3	—*
Electrical cabinets and other equipment	3	4	5**
Liquid containing metal tanks:			
• Impulsive mode	2	3	4
• Sloshing mode	0.5	0.5	0.5

Notes:

* Should not be stressed to Response Level 3. Use damping for Response Level 2.

** May be used for anchorage and structural failure modes that are accompanied by at least some inelastic response. Response Level 1 damping values shall be used for functional failure modes such as relay chatter or relative displacement issues that may occur at a low cabinet stress level.

Structural resistance and layout in the protection of a nuclear power plant and spent fuel storage against an airplane crash

- YVL A.11, Security of a nuclear facility. Appendices B and C
- IAEA Safety Report Series No. 87, Safety Aspects of Nuclear Power Plants in Human Induced External Events: Assessment of Structures. Vienna, 2018.

Events to be taken into account

Small APC

- Aviation accident
- Class 2 postulated accident
- Failure criteria for normal postulated accidents apply
- The equivalent highest allowable annual dose is 5 mSv

Large APC

- Intentional act
- Design Extension Condition
- No additional failures independent of the crash
- The highest equivalent allowable annual dose is 20 mSv

DBC 1, Normal operation

radiation dose limit 0,1 mSv / year for the entire site

DBC 2, Anticipated events

radiation dose limit 0,1 mSv

DBC 3, Class 1 postulated accidents

radiation dose limit 1 mSv

DBC 4, Class 2 postulated accidents (DBE)

radiation dose limit 5 mSv

DBC 5, Design extension conditions (DEC)

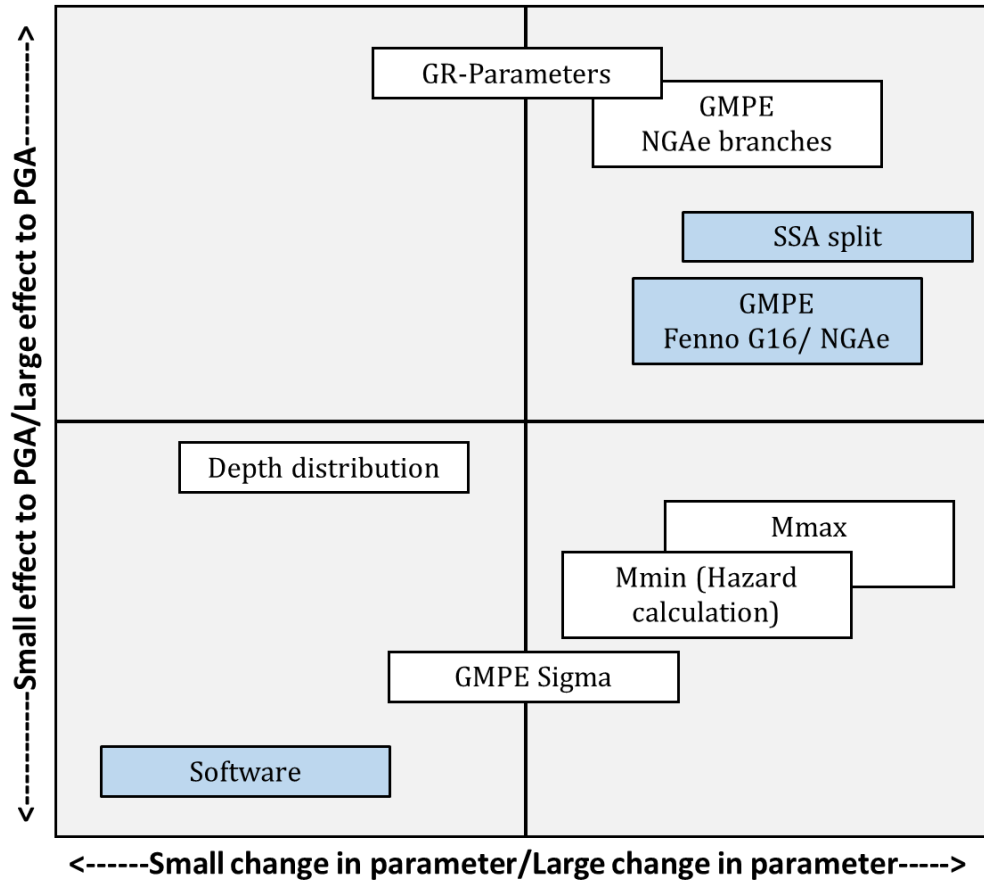
radiation dose limit 20 mSv

DBC 6, Severe accidents

release < 100 TBq Cs-137 equivalent

no acute health effects

Results from a recent Seismic sensitivity study



Parameters affecting seismic hazard:

- Gutenberg – Richter (GR) parameters
- Ground motion prediction equations (GMPE)
 - Differences between NGA-East branches
 - Between Fenno-G16 and NGA-East
 - Σ^*
- Seismic source area (SSA)
- Depth distribution of the hypocentre
- Maximum M_{max} and Minimum Magnitudes M_{min}
- Software OpenQuake/EZFrisk

Summary and Conclusions

- Legislation and regulations
- Site layout topics, internal and external hazards
- Seismic design criteria and practical design point of view of Hanhikivi 1
- Other vibration related external hazards
- Seismic hazard sensitivity study results

Thank you for your attention!



Strålsäkerhetsmyndigheten (SSM)

Swedish Radiation Safety Authority

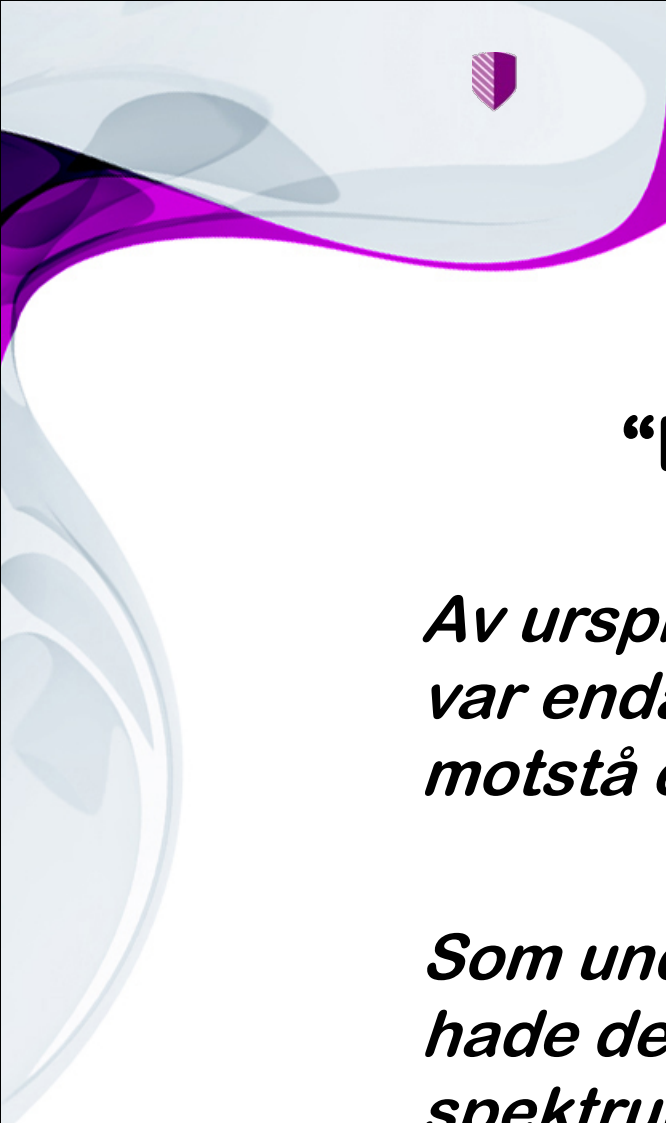
Regelverk i Sverige för seismisk design av kärntekniska anläggningar

Presentation vid Energiforsks seminarium
15 maj 2022

Lars Bennemo
Strålsäkerhetsmyndigheten

2022-06-01

Page 1

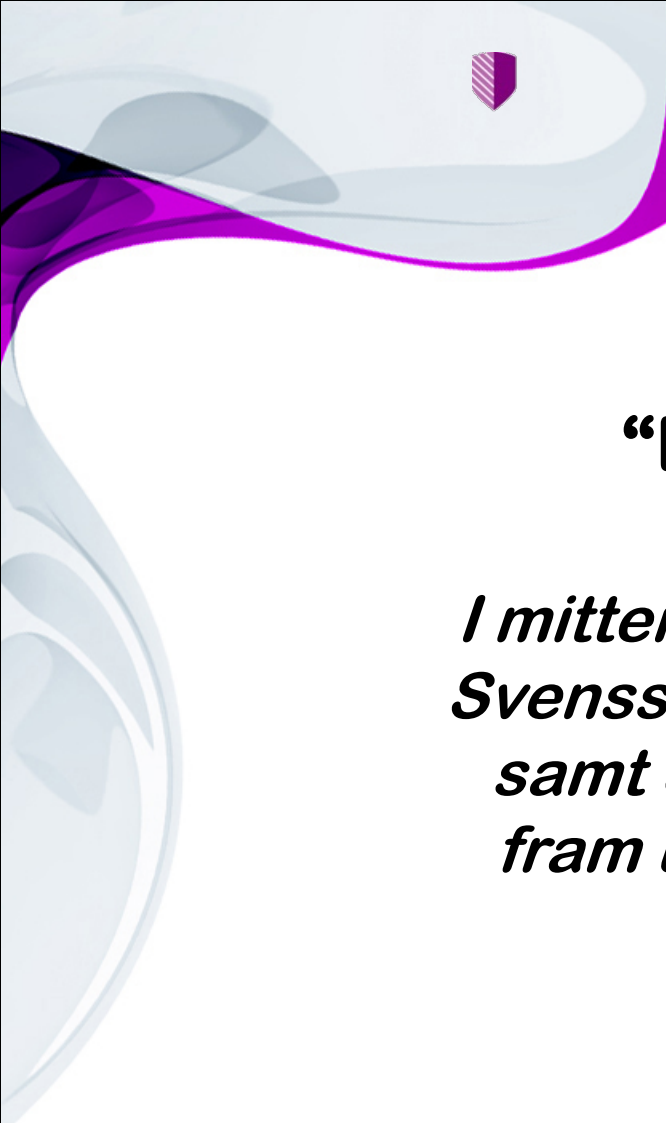


Historik

“Den svenska jordbävningen”

Av ursprungliga 12 kärnkraftsreaktorer i drift var endast F3 och O3 konstruerade för att motstå en jordbävning.

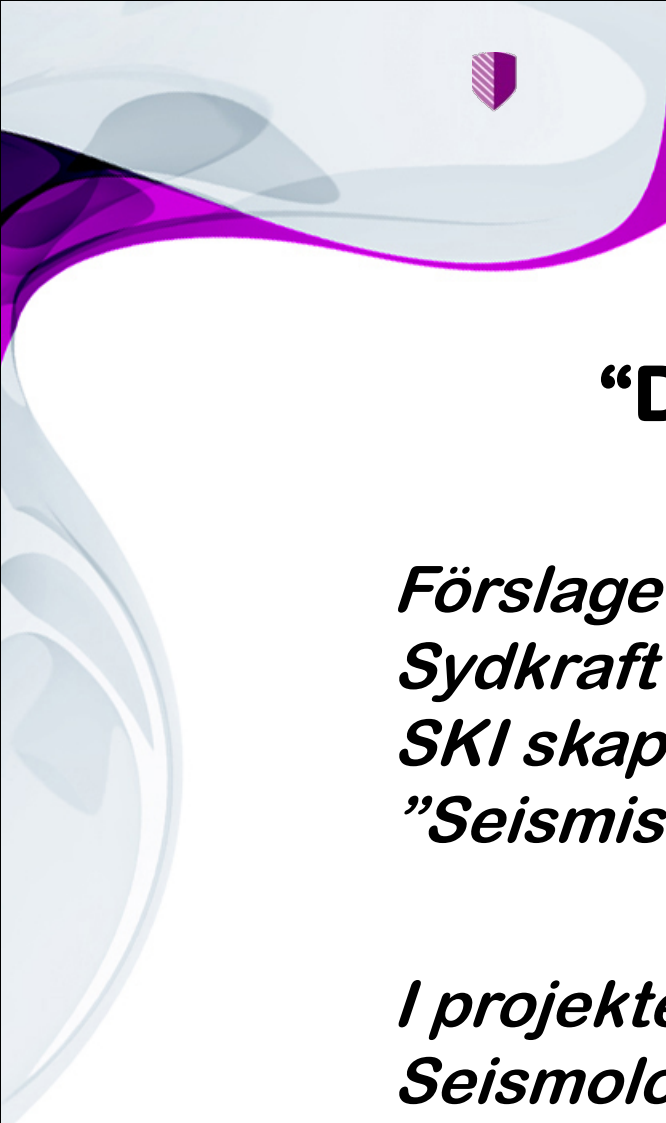
Som underlag vid konstruktionen av dessa hade dessutom ett amerikanskt jordbävningsspektrum använts.



Historik

“Den svenska jordbävningen”

I mitten av 1980-talet kontaktade Jan-Anders Svensson, Barsebäck, övriga tillståndshavare samt SKI för att väcka ett intresse för att ta fram underlag för en ”svensk jordbävning”

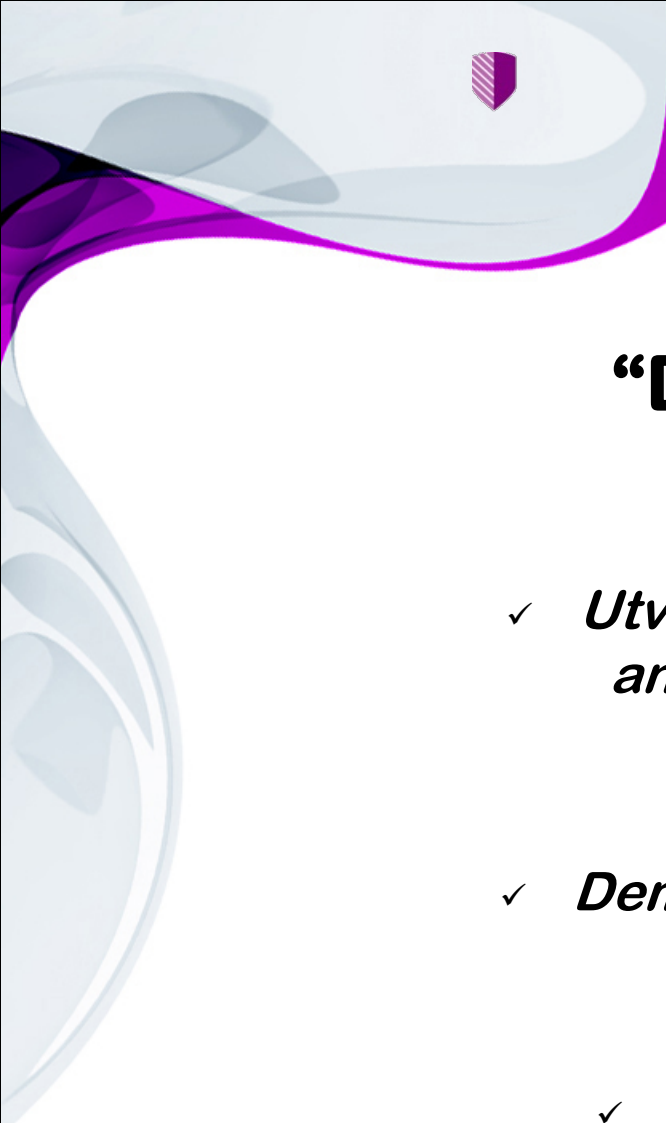


Historik

“Den svenska jordbävningen”

Förslaget utmynnade i att Vattenfall AB, Sydkraft AB samt OKG AB tillsammans med SKI skapade ett forskningsprojektet kallat ”Seismisk Säkerhet”

I projektet ingick expertis från VBB (SWECO), Seismologen UU, SGU, Oslo universitet, Stockholms universitet, FOI



Historik

“Den svenska jordbävningen”

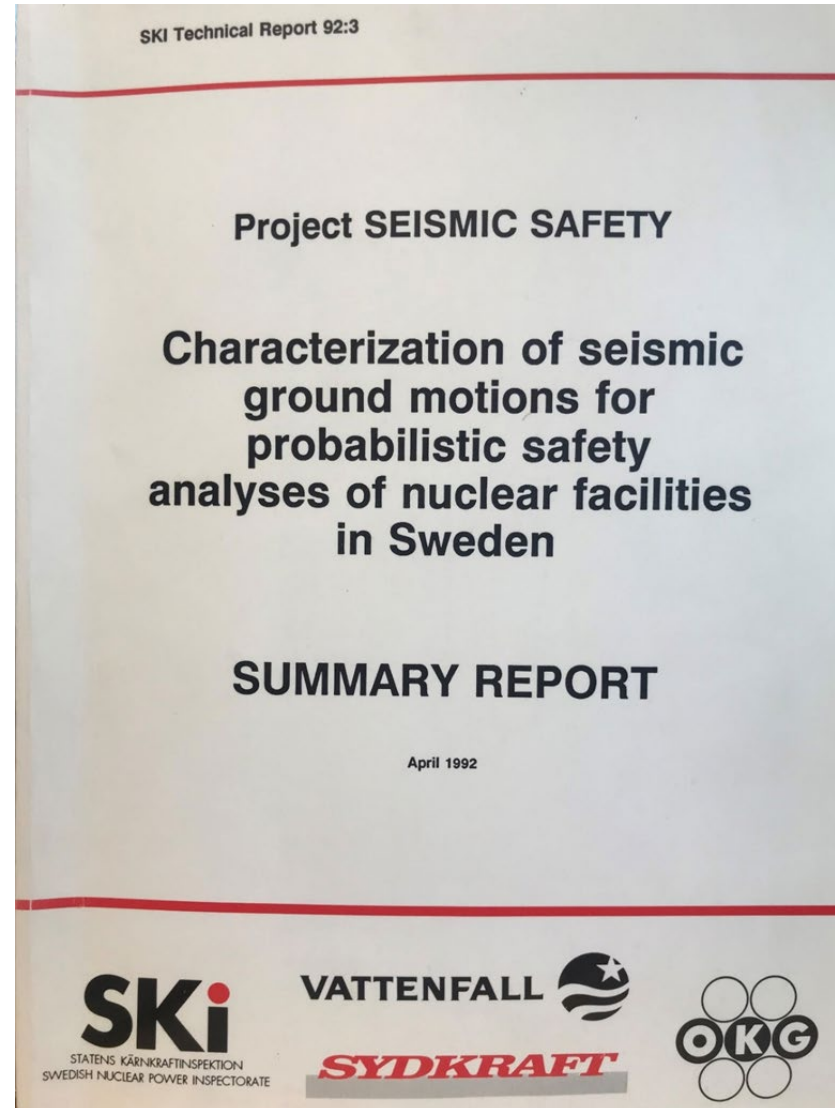
Projektets målsättning:

- ✓ *Utveckla metoder för markskakningsförlopp att användas vid säkerhetsanalys av de svenska kärnkraftsreaktorerna*
- ✓ *Demonstrera deras tillämpning på reaktorerna i Ringhals och Barsebäck*
- ✓ *Innefatta översikter över geologiska och seismologiska förhållanden i regionerna kring de studerade kraftverken*



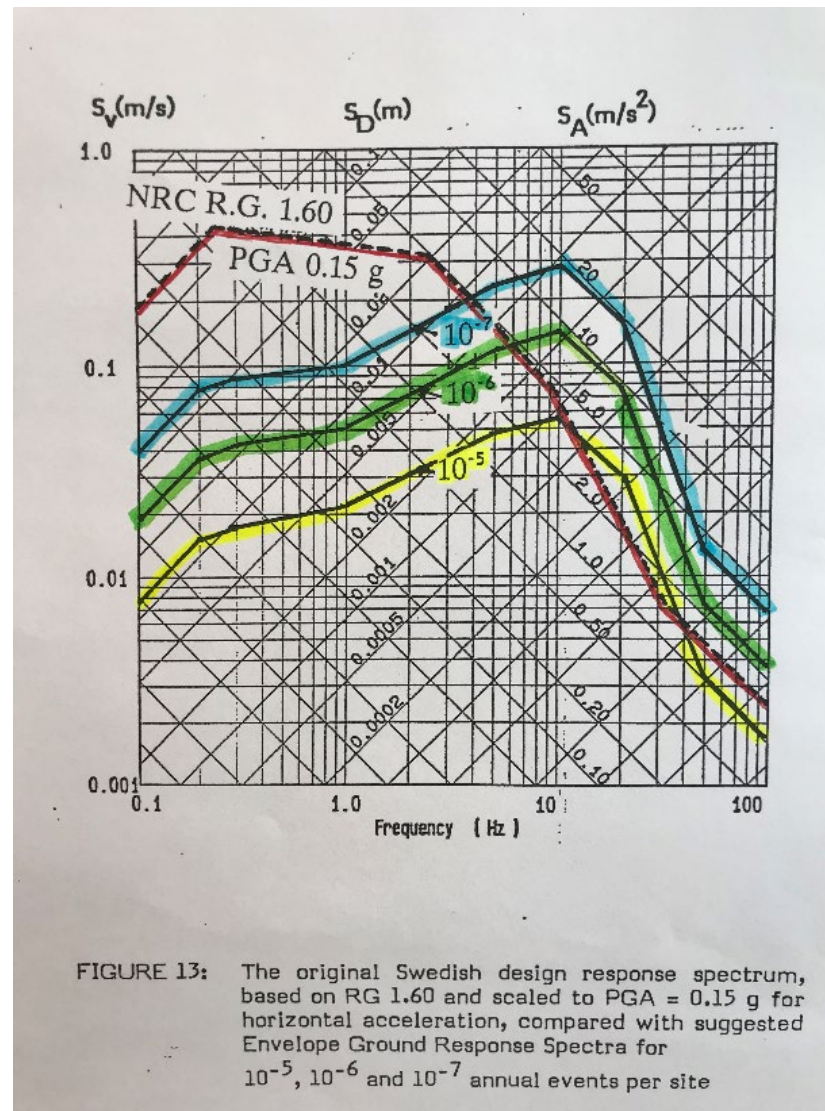
Historik

“Den svenska jordbävningen”





Amerikanskt kontra svenskt responsspektrum





SKI:s förslag till kriterier för jordbävningssäkerhet (1997)

Säker avställning:

För markskakningar vid reaktorns förläggningsplats som antas kunna inträffa med en sannolikhet av 10-5/år ska härdens kylning kunna upprätthållas och reaktorn snabbstoppas och föras till säkert, kallt avställt läge.

Säker inneslutning:

för markskakningar vid reaktorns förläggningsplats som antas kunna inträffa med en sannolikhet av 10-7/år ska risken för utsläpp med identifiering av riskdominerande anläggningsdelar bedömas.

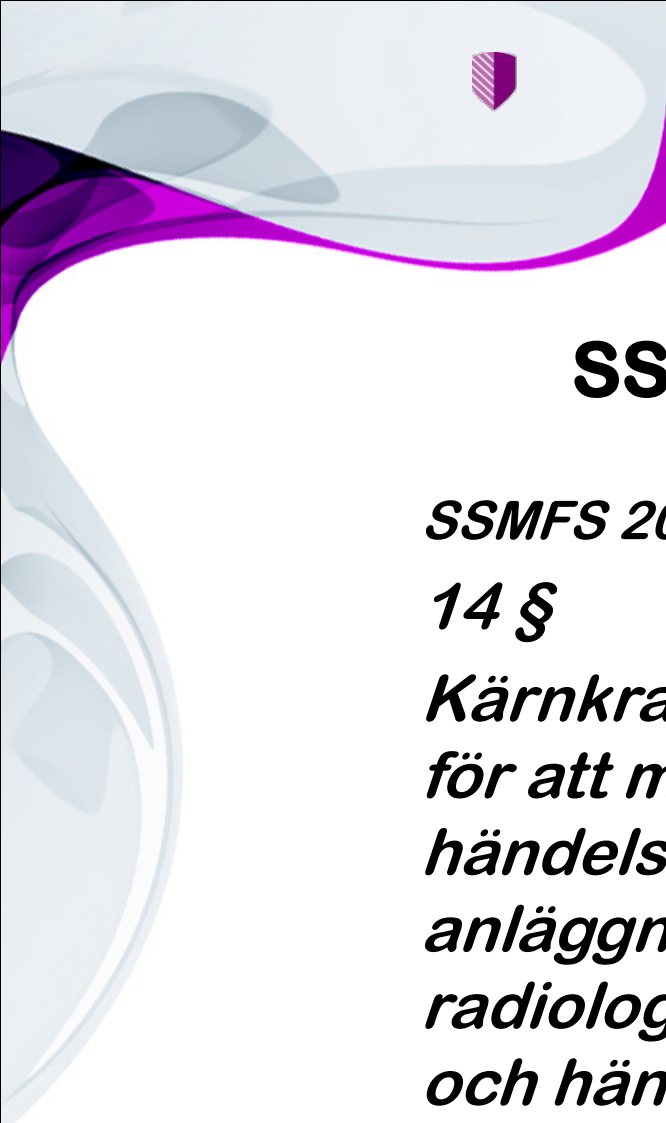
SSM:s första allmänna föreskrifter

SKIFS 1998:1

3 kap. Konstruktion och utförande 1§

Konstruktionen av en anläggning skall, för att uppfylla kraven ...ha

- ***tålighet mot sådana händelser eller förhållanden som kan påverka barriärernas eller djupförsvarets säkerhetsfunktion.***
- ***Exempel på sådana händelser och förhållanden kan vara ,..., jordbävning,,***

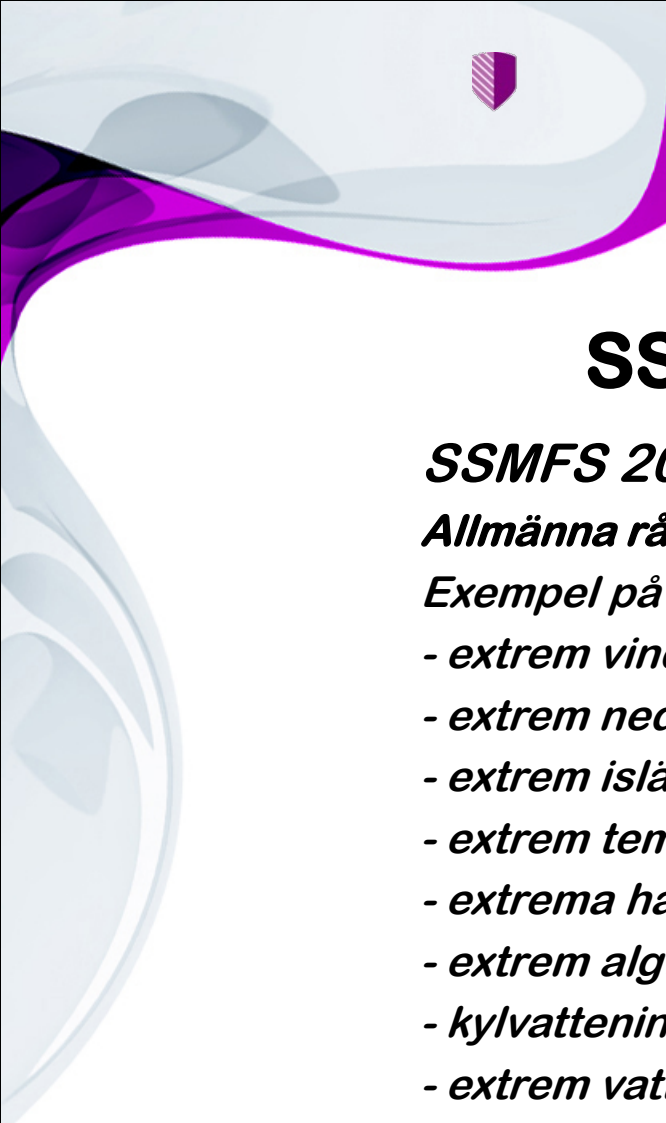


SSM:s efterföljande föreskrifter

SSMFS 2008:17 (SKIFS 2004:2):

14 §

Kärnkraftsreaktorn ska vara dimensionerad för att motstå naturfenomen och andra händelser som uppkommer utanför eller inne i anläggningen och som kan leda till en radiologisk olycka. För sådana naturfenomen och händelser ska dimensionerande värden vara fastställda.



SSM:s efterföljande föreskrifter

SSMFS 2008:17 (SKI 2004:2):

Allmänna råd till 14 §

Exempel på naturfenomen som bör beaktas är:

- extrem vind,*
- extrem nederbörd,*
- extrem isläggning,*
- extrem temperatur,*
- extrema havsvågor,*
- extrem alg tillväxt eller annat biologiskt förhållande som kan påverka*
- kylvattenintaget,*
- extrem vattennivå,*
- jordbävning.*

SSM:s krav på Oberoende Härdkylning som en följd av Fukushima

- ✓ *Den extrema yttre påverkan som ska **beaktas** för oberoende härdkylning omfattar all yttre påverkan som kan **påverka** anläggningens härdkylning.*
- ✓ *Alla händelser och deras påverkan på anläggningen ska **beaktas** om frekvensen är **skattad till 10^6 /år** eller högre.*



SSM:s nya föreskrifter från mars 2022

- *SSMFS 2021:4 om konstruktion*
- *SSMFS 2021:5 om värdering och redovisning*
- *SSMFS 2021:6 om drift*

Avseende jordbävning har föreskrifterna:

- ✓ *beaktat tidigare ställda krav i framförallt SSMFS 2008:1 / SSMFS 2008/17*
- ✓ *Implementerat beslut om OBH*
- ✓ *Beaktat internationella standarder, framförallt WENRA:s SRL*

SSM:s nya föreskrifter från mars 2022

10E-5-jordbävning ska hanteras i händelseklass H4A

- ✓ *I enlighet med praxis för de svenska reaktorerna och uttolkning av 14 § SSMFS 2008:17*
- ✓ *Motsvarar DBE / DBA i internationella standarder*
- ✓ *Bedöms ligga i linje med WENRA:s krav om markacceleration i horisontell riktning på minst 0,1 g för en DBE (Issue TU4.2 i WENRA SRL 2020)*

10E-6-jordbävning ska hanteras i händelseklass H4B

- ✓ *I enlighet med OBH-beslut och ska därmed inte leda till omfattande skador på härd*
- ✓ *Motsvarar DEC A (Design Extension Conditions without core melt) i internationella standarder*

Kvalitativa kriterier för maximala konsekvenser är desamma för H4A och H4B men analysförutsättningar kan skilja avseende exempelvis:

- ✓ *hantering av osäkerheter*
- ✓ *tillgodoräknande av funktioner*



Strålsäkerhetsmyndigheten

Tack för att ni lyssnade

Frågor?

Jordbävningar i Sverige och seismisk fara: var står vi idag?

Björn Lund

Svenska nationella seismiska nätet

Uppsala universitet



Jordbävningar i Sverige och seismisk fara: var står vi idag?

Nomenklatur

seismisk fara = seismic hazard

karta över seismisk fara = seismic hazard map

utvärdering av seismisk fara = seismic hazard assessment

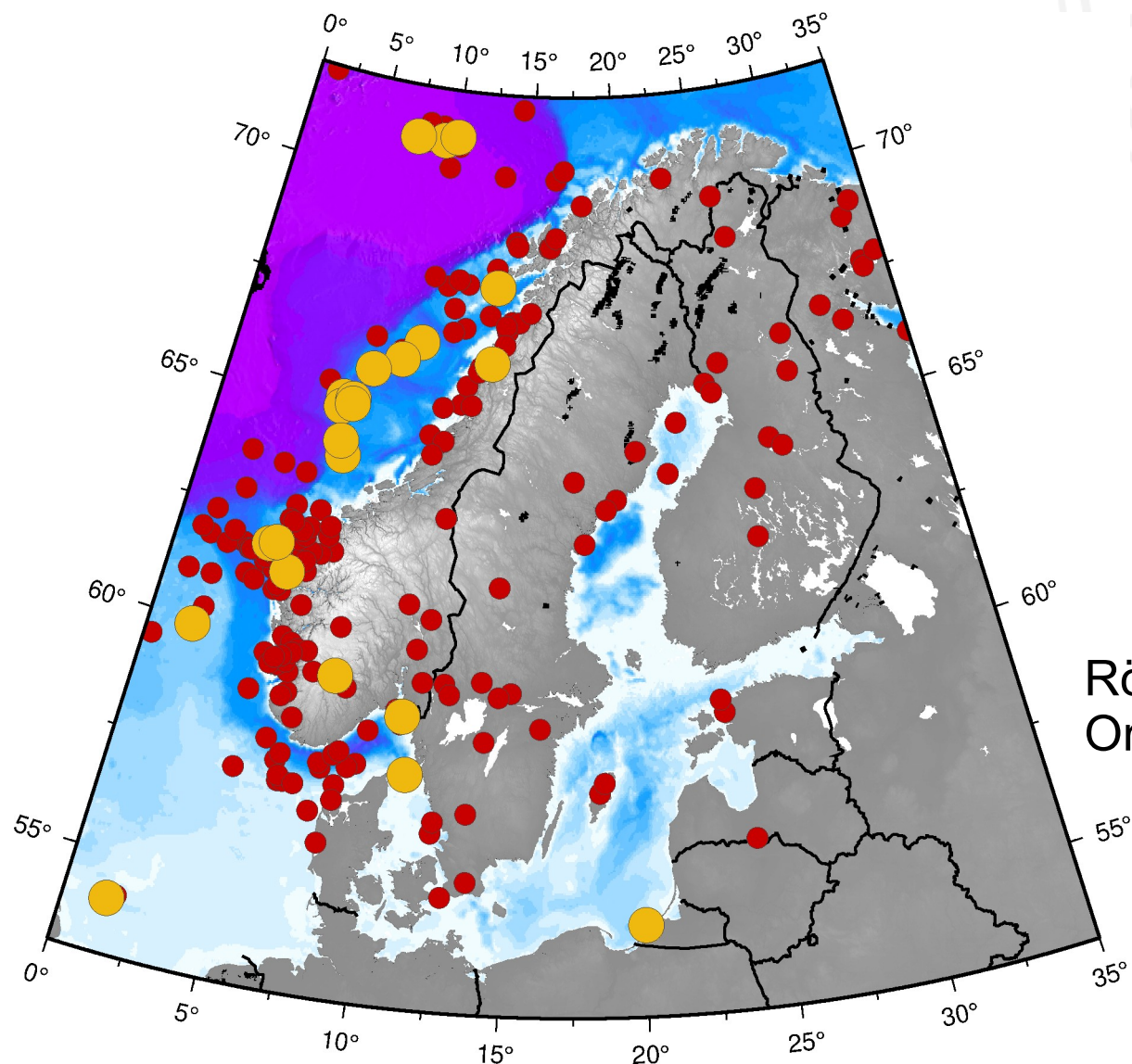


Stora jordbävningar i Fennoskandien

Stora jordbävningar i Sveriges
närhet genom historien:

Kattegatt (?)	1759 M 5.6
Mo i Rana	1819 M 5.9
Södra Norge	1834 M 5.0
Lofoten	1894 M 5.4
Kosteröarna	1904 M 5.4
Kaliningrad	2004 M 5.0

Vi känner inte till något skalv
med $M > 5$ på land i Sverige de
senaste 500 åren.



Röd: $4 < M < 5$
Orange: $M > 5$

Lurøy, Norge 1819. Magnitud 5,9

Den största jordbävningen
på land i historisk tid i
Sverige, Norge, Finland,
Danmark och Tyskland.

Skalvet kändes i hela
Norge, ner till Stockholm i
Sverige, till Åbo i Finland
och även i Ryssland.

Intensitet II – VIII.
Vid intensitet VIII
kollapsar byggnader



Ökad känslighet de senaste 20 åren

Det svenska nationella
seismiska nätet (SNSN) har
idag 68 mätstationer från
Veberöd i söder till Torneträsk i
norr.

Drygt 11 000 skalv
analyserade sedan år 2000.

(www.snsn.se)

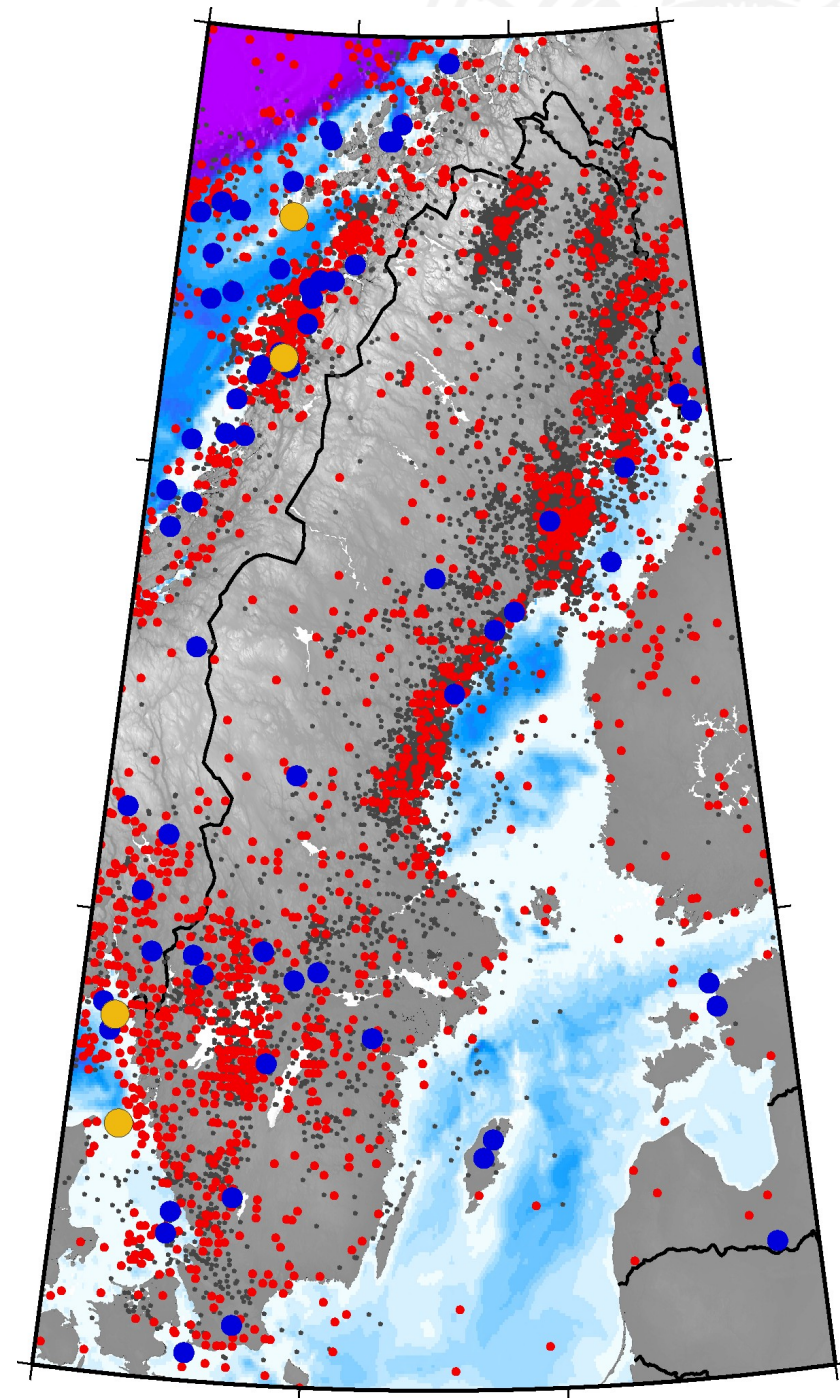
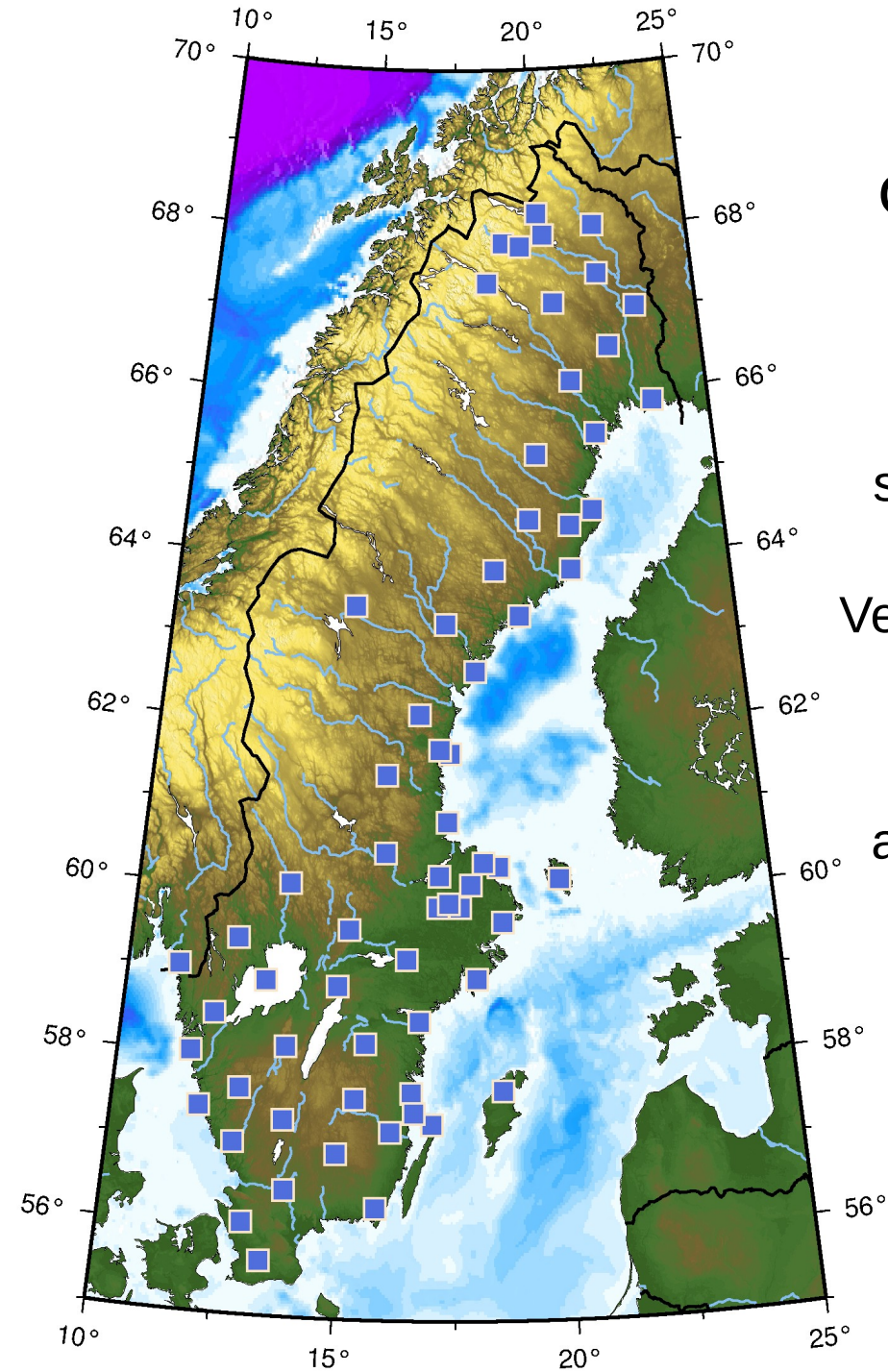
Magnituder

$M < 2$: Grå

$2 < M < 4$: Röda

$4 < M < 5$: Blå

$M > 5$: Gula



Utvärdering av seismisk fara i Sverige

- Låg seismisk aktivitet och få stora jordbävningar har gjort att Sverige inte har byggnormer för jordbävningssäkerhet. Eurocode 8 är inte implementerad i Sverige.
- Det finns ingen nationell karta över seismisk fara.
- Kärnkraftsverken som byggdes under 1970-talet byggdes utan hänsyn till risken för jordbävningar.



Utvärdering av seismisk fara i Sverige

- Den första faroutvärderingen(?) gjorde av Markus Båth 1979: "Seismic risk in Fennoscandia"

Sannolikheten för att få ett visst antal skalv per år i ett område med yta $2^\circ \times 2^\circ$.

TABLE II

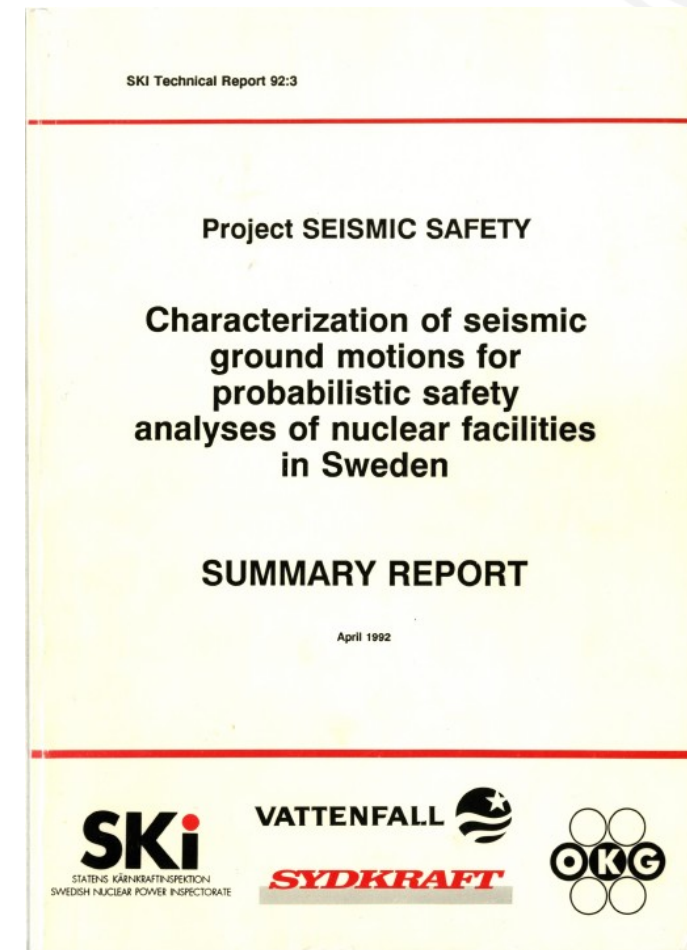
Seismic risk R with error dR

Re- gion	$R \pm dR$ (%), $\tau = 1$ y						
	$M_L \geq 2.0$	$M_L \geq 2.5$	$M_L \geq 3.0$	$M_L \geq 3.5$	$M_L \geq 4.0$	$M_L \geq 4.5$	$M_L \geq 5.0$
12	42 ± 8	9 ± 2	2 ± 0	0 ± 0			
13	91 ± 3	45 ± 4	14 ± 2	4 ± 0	1 ± 0	0 ± 0	
14	6 ± 0	4 ± 0	3 ± 0	2 ± 0	1 ± 0	1 ± 0	1 ± 0
15	10 ± 1	6 ± 1	4 ± 0	2 ± 0	1 ± 0	1 ± 0	0 ± 0
20	63 ± 8	34 ± 6	16 ± 3	7 ± 1	3 ± 1	1 ± 0	1 ± 0
21	99 ± 0	75 ± 2	36 ± 1	13 ± 1	4 ± 0	1 ± 0	0 ± 0
23	40 ± 2	17 ± 1	7 ± 0	2 ± 0	1 ± 0	0 ± 0	



Utvärdering av seismisk fara i Sverige

- Den första platsspecifika seismiska faroutvärderingen: kärnkraftsindustrin på sent 1980-tal
- Rapportades i SKI 92:3
- Baserad på den gemensamma nordiska skalvkatalogen Fencat (1987) och skalerade “Standard Response Spectra” från Japan.
- SKI 92:3 är fortfarande standarden för de svenska kärnkraftsverken. 30 år senare.
- Lund et al. (2017) rekommenderade en uppdatering av SKI 92:3



Utvärdering av seismisk fara i Sverige

- Arbeten med seismisk fara som inkluderar Sverige sedan år 2000 (som jag känner till)
 - Wahlström & Grünthal (2001) Fennoskandien (PSHA)
 - Bodare & Kulhanek (2006) Dammsäkerhet (DSHA)
 - SHARE/ESHM13 (2013) Europa (PSHA)
 - Fennovoima (2015) Finland (PSHA)
 - Lund et al. (2017) Utvärdering av SKI 92:3
 - TVO/Fortum (2017) Finland (PSHA)
 - Larsson & Larsson ESHM13 (2018) Sverige (PSHA)
 - ESHM20 Europa (PSHA)
 - Seismic hazard map Finland (2020) Finland (PSHA)
 - Gruvdammar (2018,2021,2022) Återkomsttider, litteraturstudier
 - Doktorandprojekt Uppsala, Joshi (2022) Sverige (PSHA)

European Seismic Hazard Model 2020

- ESHM20 släpptes till allmänheten nu den 28 april 2022.
- Det är en homogeniserad modell över landsgränserna i Europa.
- Den ligger till grund för en revision av Eurocode 8.
- Den ligger också till grund för European Seismic Risk Model 2020.
- Data och modeller finns tillgängliga på www.efeher.org
- ESHM20 är INTE ett substitut för en “site-specific PSHA”.

Från Laurentiu Danciu, en av huvudförfattarna till ESHM20:

“It is worth mentioning here that the ESHM20 is a regional model, and it has its limitations when compared with site specific studies. The results are not robust for periods longer than 5000 years; for such long return periods other assumptions (i.e. sigma of the gmpes, reference site conditions, maximum magnitudes, etc) must be done in the model construction”.

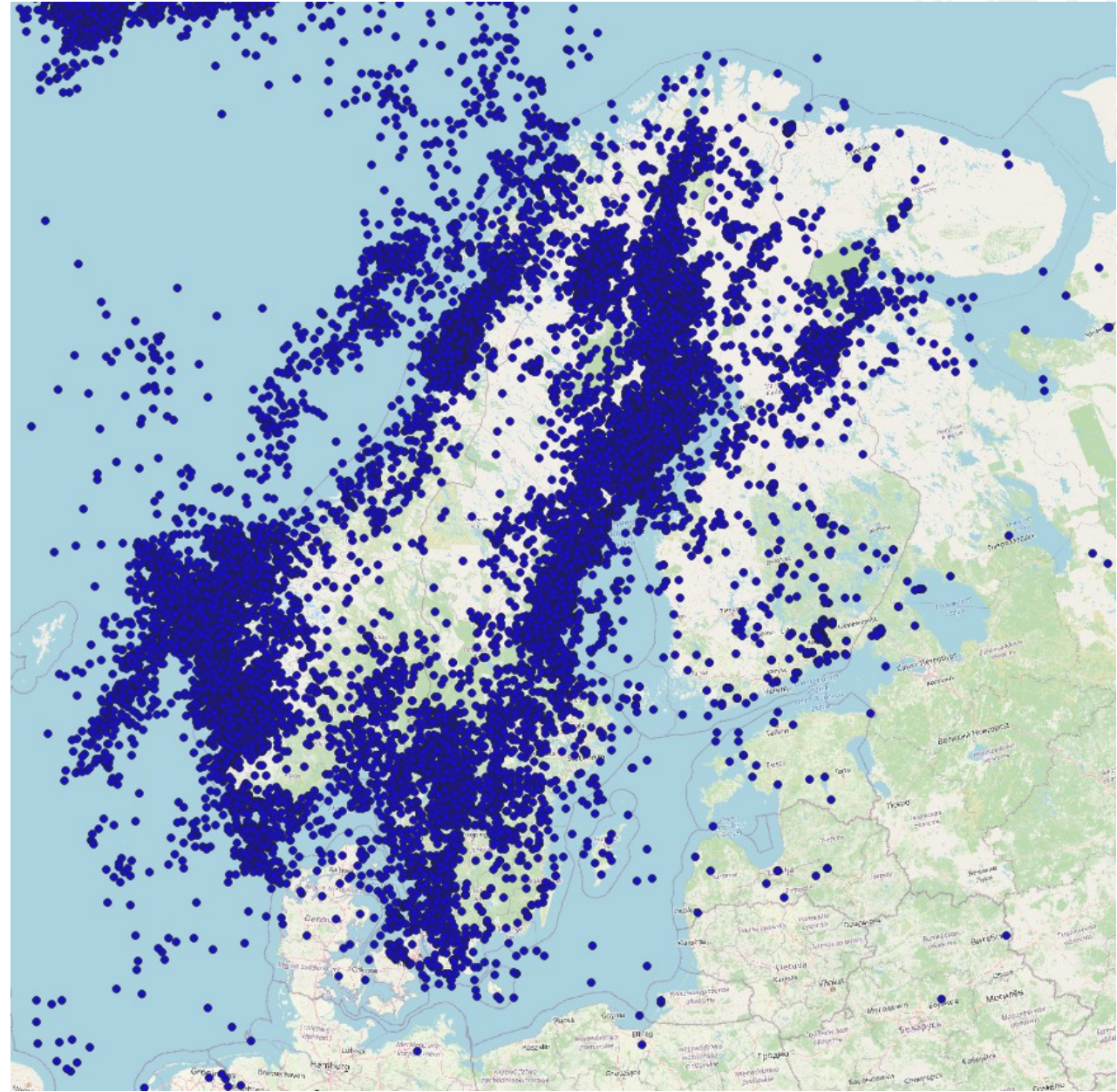
European Seismic Hazard Model 2020

Ur svensk/finnsk synvinkel finns
problem med ESHM20:

23 500 skalv i Fencat + SNSN,
Alla magnituder

Lat: 54° – 72°

Lon: 0° - 35°



European Seismic Hazard Model 2020

Ur svensk/finnsk synvinkel finns
problem med ESHM20:

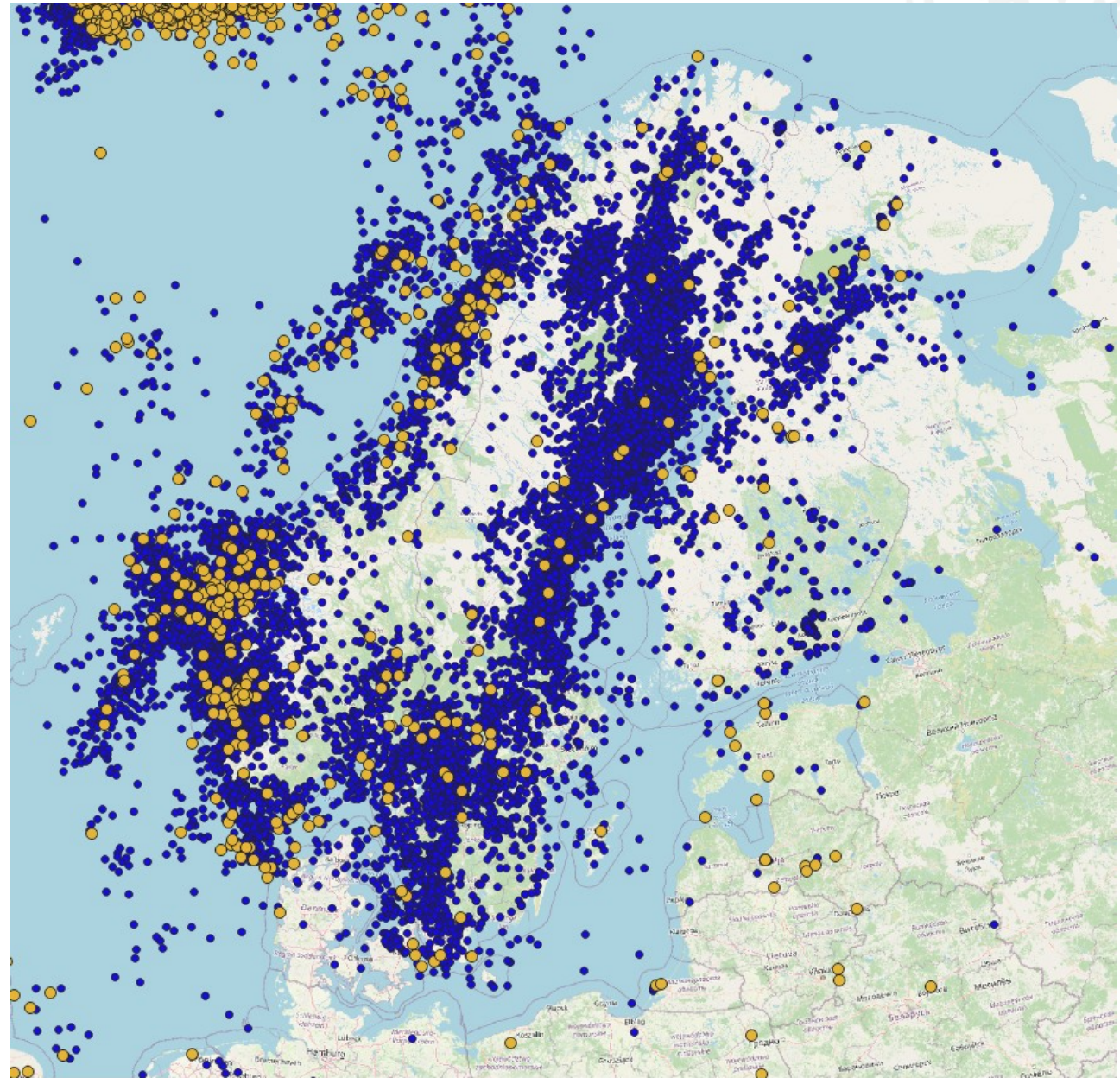
23 500 skalv i Fencat + SNSN,
Alla magnituder

395 skalv i ESHM20
 $M \geq 3.5$

Lat: $54^\circ - 72^\circ$

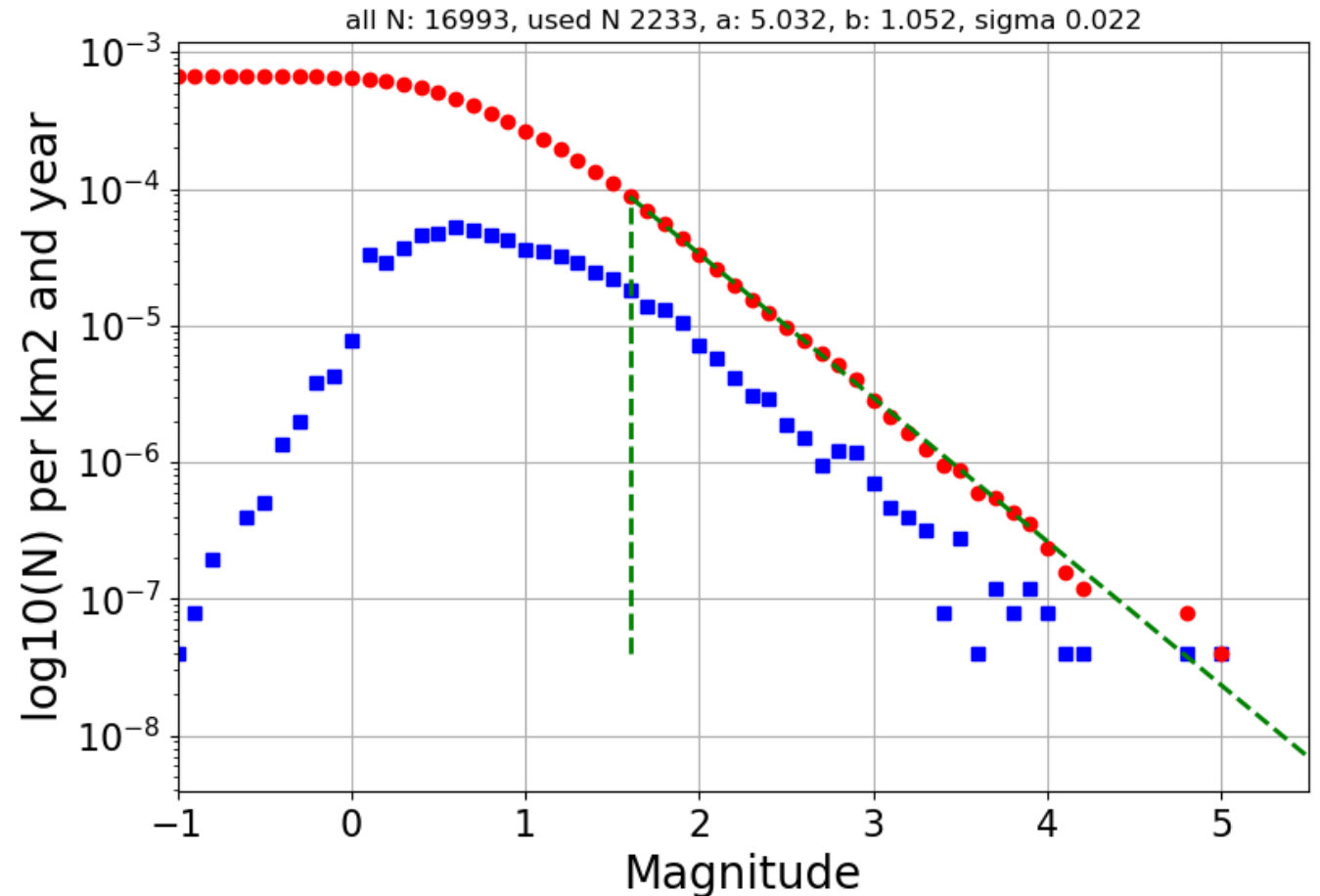
Lon: $0^\circ - 35^\circ$

Något färre i ESHM13.



European Seismic Hazard Model 2020

- Frekvens-magnitudfördelningen (FMD, eller Gutenberg-Richterfördelningen) är en grundbult i PSHA.
- $\log_{10}(N \geq M_c) = a - bM$
- Lutningen på den räta delen kallas b-värdet och beskriver förhållandet mellan stora och små skalv. b-värdet är runt 1 generellt, varierar mellan 0.7 – 1.4 (oftast).
- Aktivitetsnivån, a-värdet, är skärningen av den räta linjen med y-axeln.
- För ett någorlunda välbestämt b-värde krävs dels fler än ~500 skalv och att dessa fördelas över 2 – 3 magnitudenheter (e.g. Geffers et al., 2022).

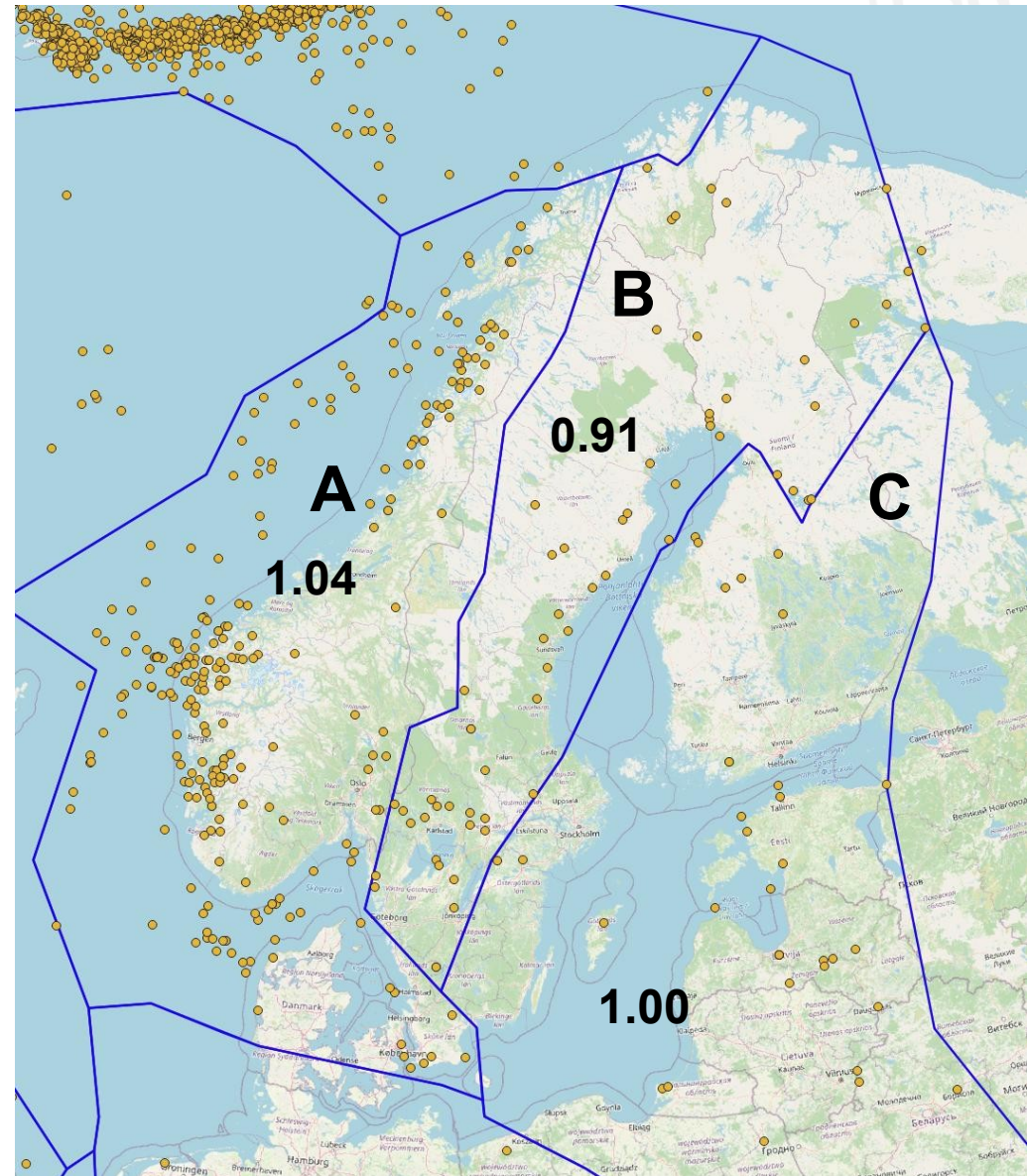


European Seismic Hazard Model 2020

Ur svensk/finnsk synvinkel finns problem med ESHM20:

Tektoniska zoner:

- Stora zoner för att kunna få övergripande a- och b-värden.
- Trots det, bara knappt 380 skalv i de tre zonerna.
- Zon A a: 4.09 b: 1.04
- Zon B a: 2.80 b: 0.91
- Zon C a: 3.20 b: 1.00

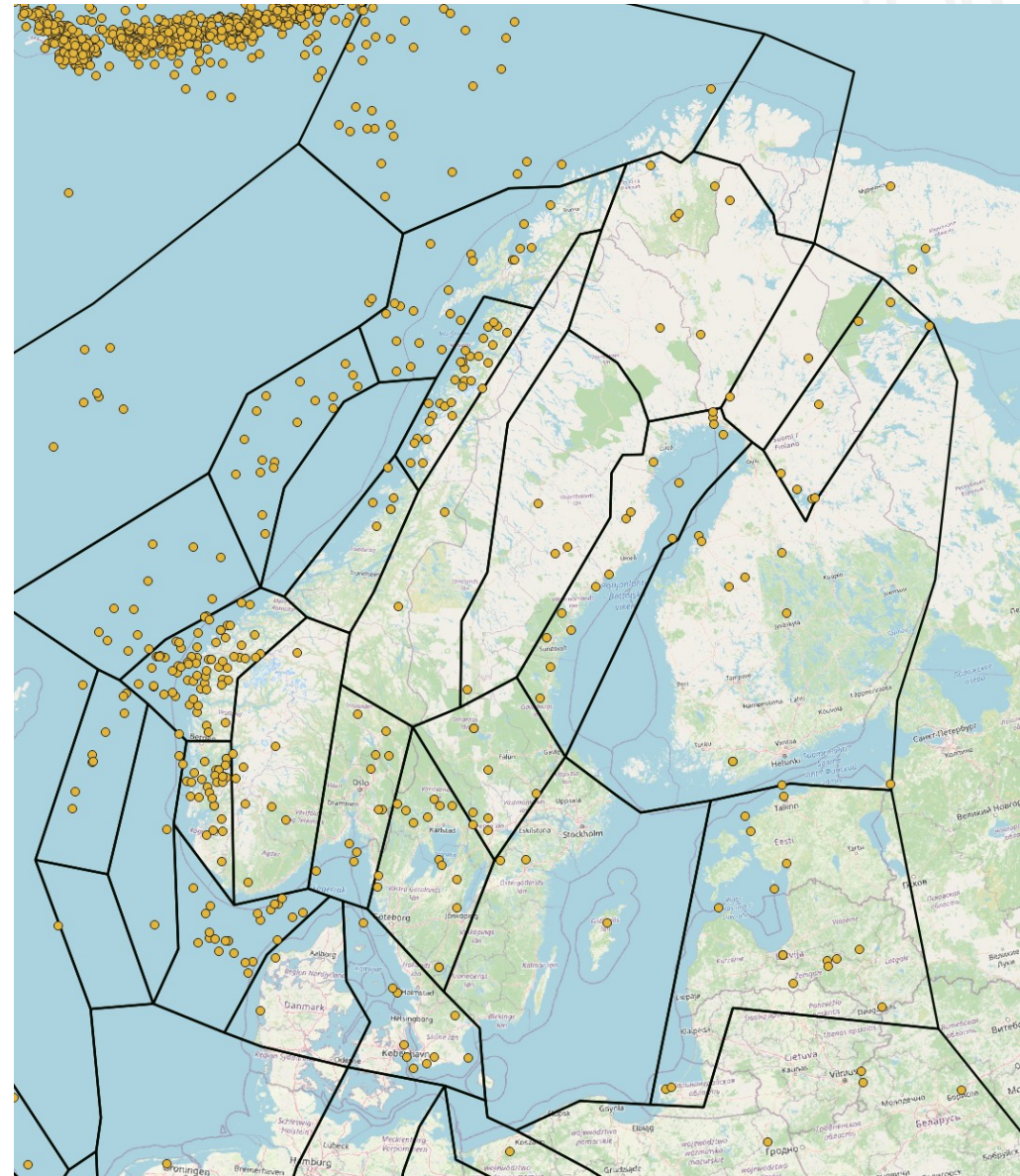


European Seismic Hazard Model 2020

Ur svensk/finnsk synvinkel finns problem med ESHM20:

Areazoner:

- Mindre zoner efter skalvaktivitet och geologi.
- I dessa finns inte tillräckligt med data för lokala FMD utan b-värdet behålls från den tektoniska zonen och a-värdet skalas med antalet skalv i den mindre zonen.
- Endast tre av areazonerna har lokala b-värden.

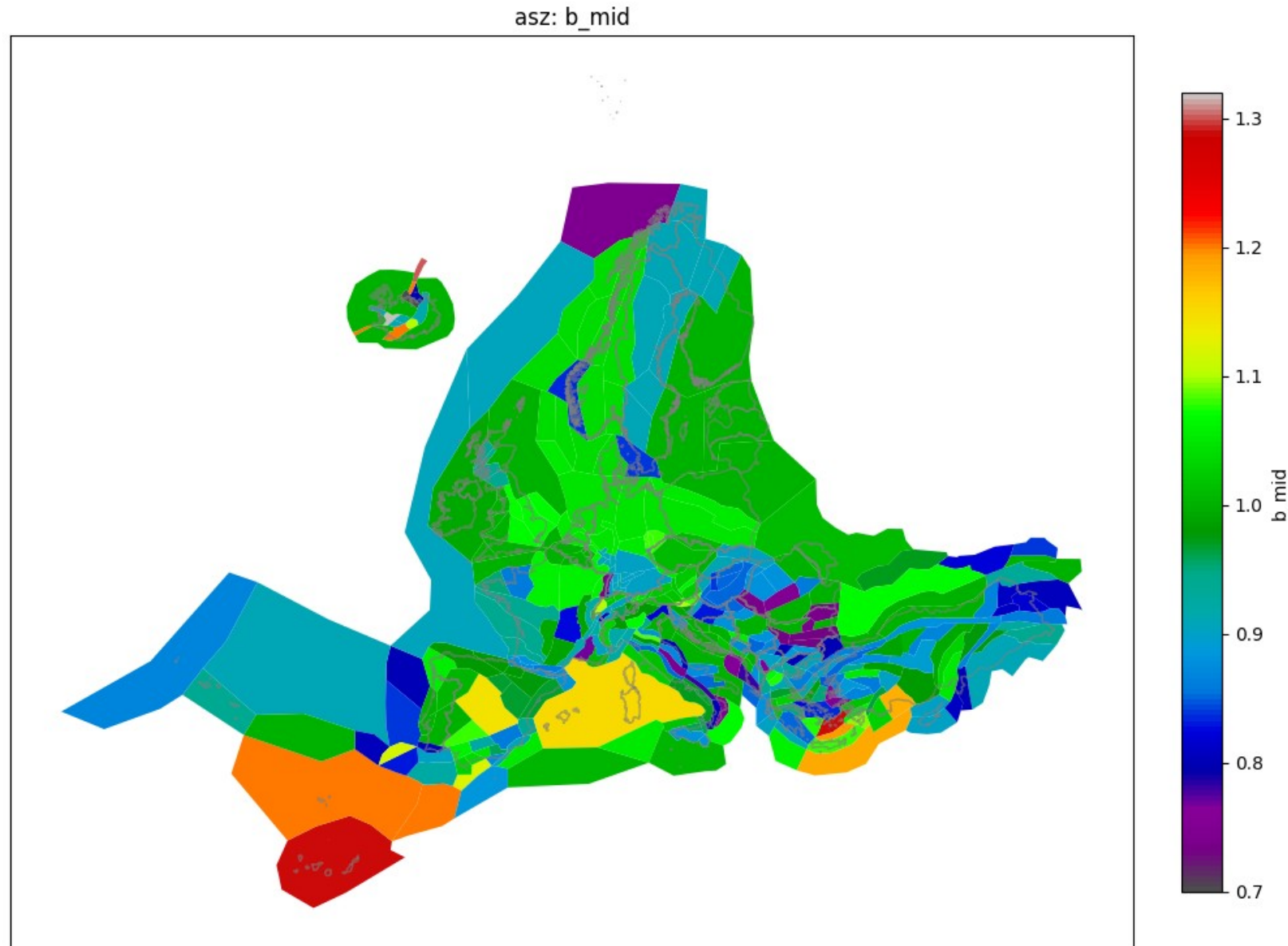


European Seismic Hazard Model 2020



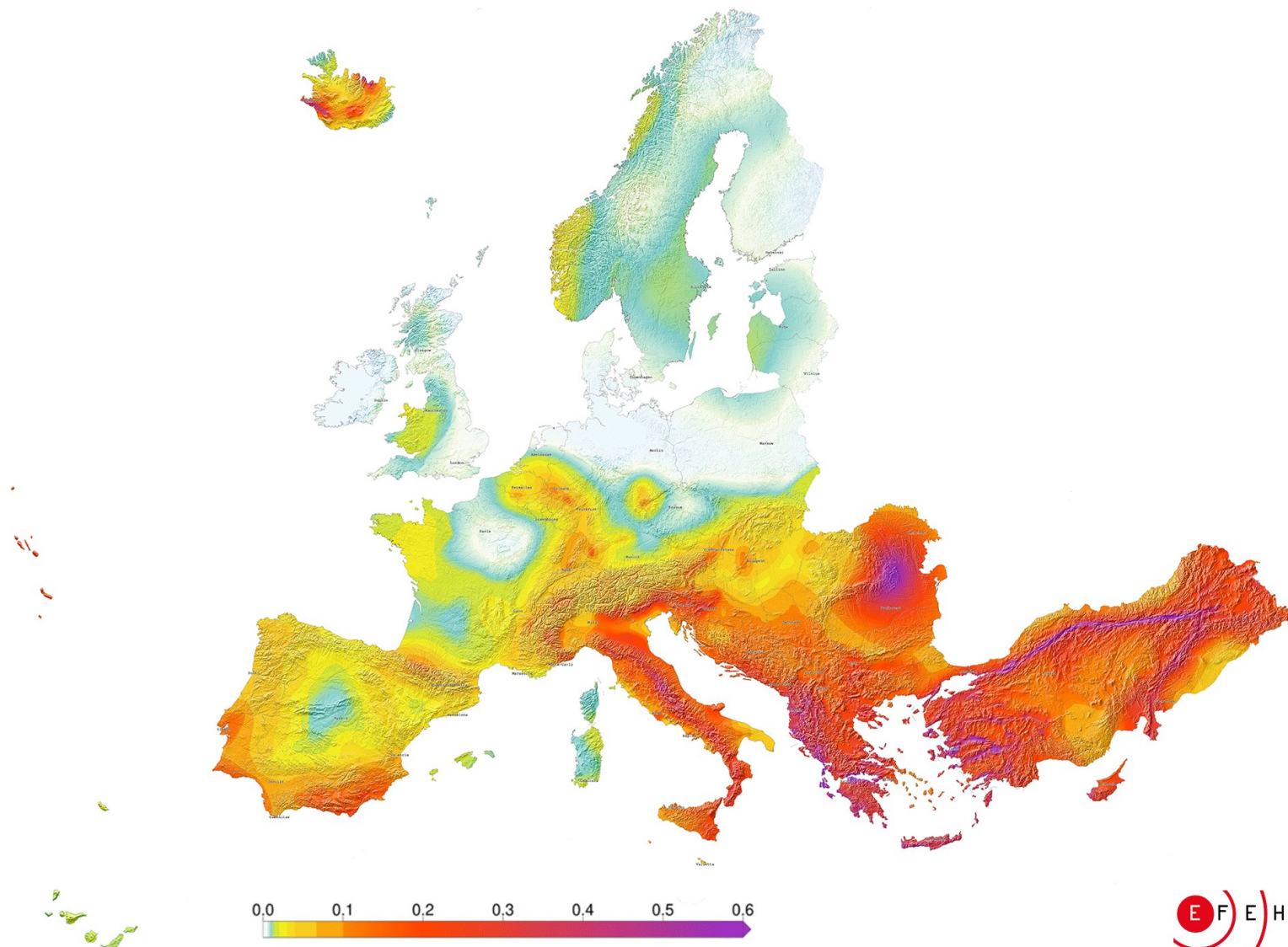
Ur svensk/finsk synvinkel finns problem med ESHM20:

Något är skumt i Skåne-Hallandzonen, som fått eget b-värde.



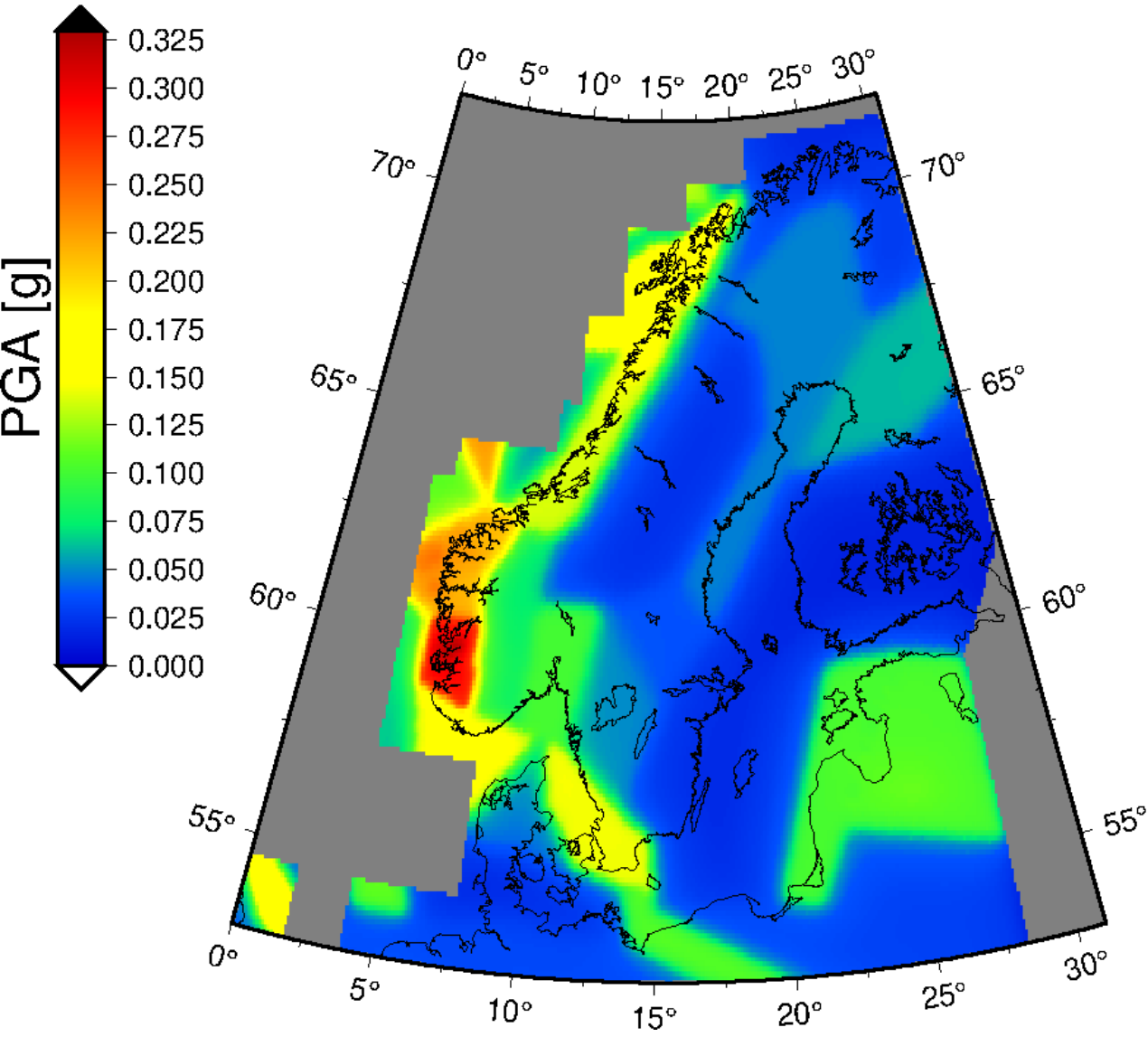
European Seismic Hazard Model 2020

Peak ground acceleration
(PGA), 10% exceedence på
50 år (återkomsttid på 475
år).

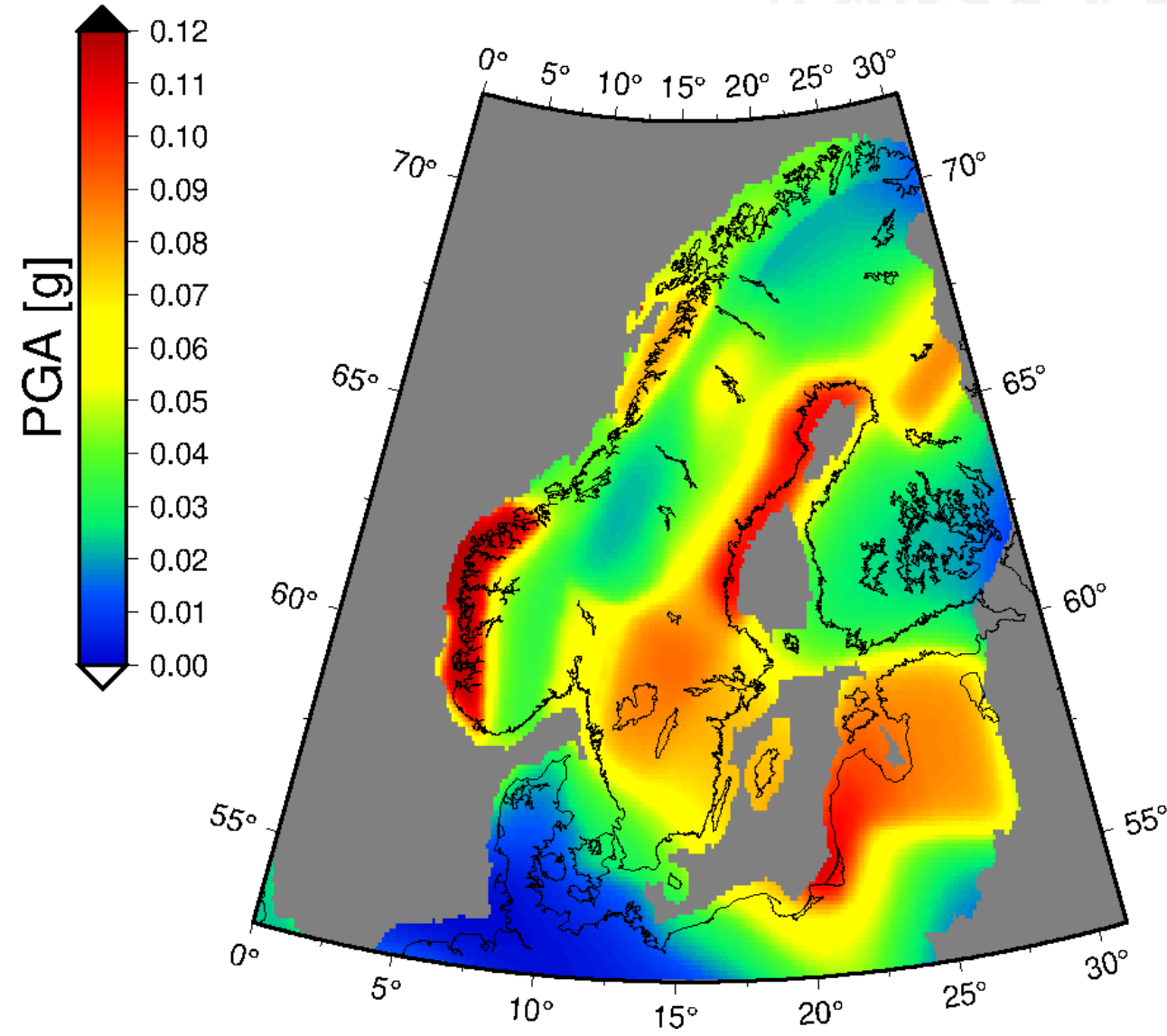


European Seismic Hazard Model 2020/2013

ESHM13: $T = 4975$ år



ESHM20: $T = 5000$ år



European Seismic Hazard Model 2020/2013

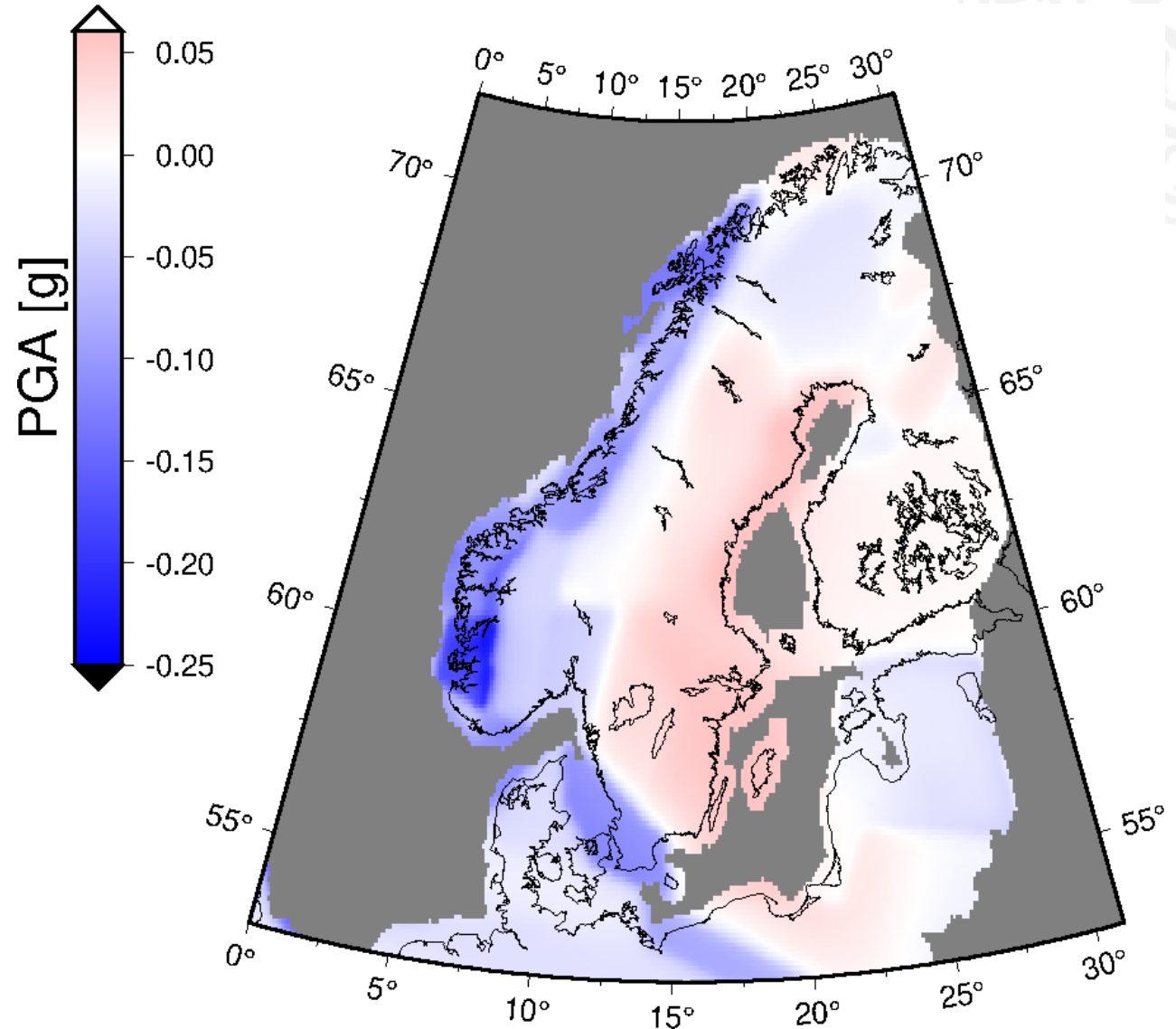
Skillnad ESHM20 – ESHM13

För $T = \sim 5000$ år.

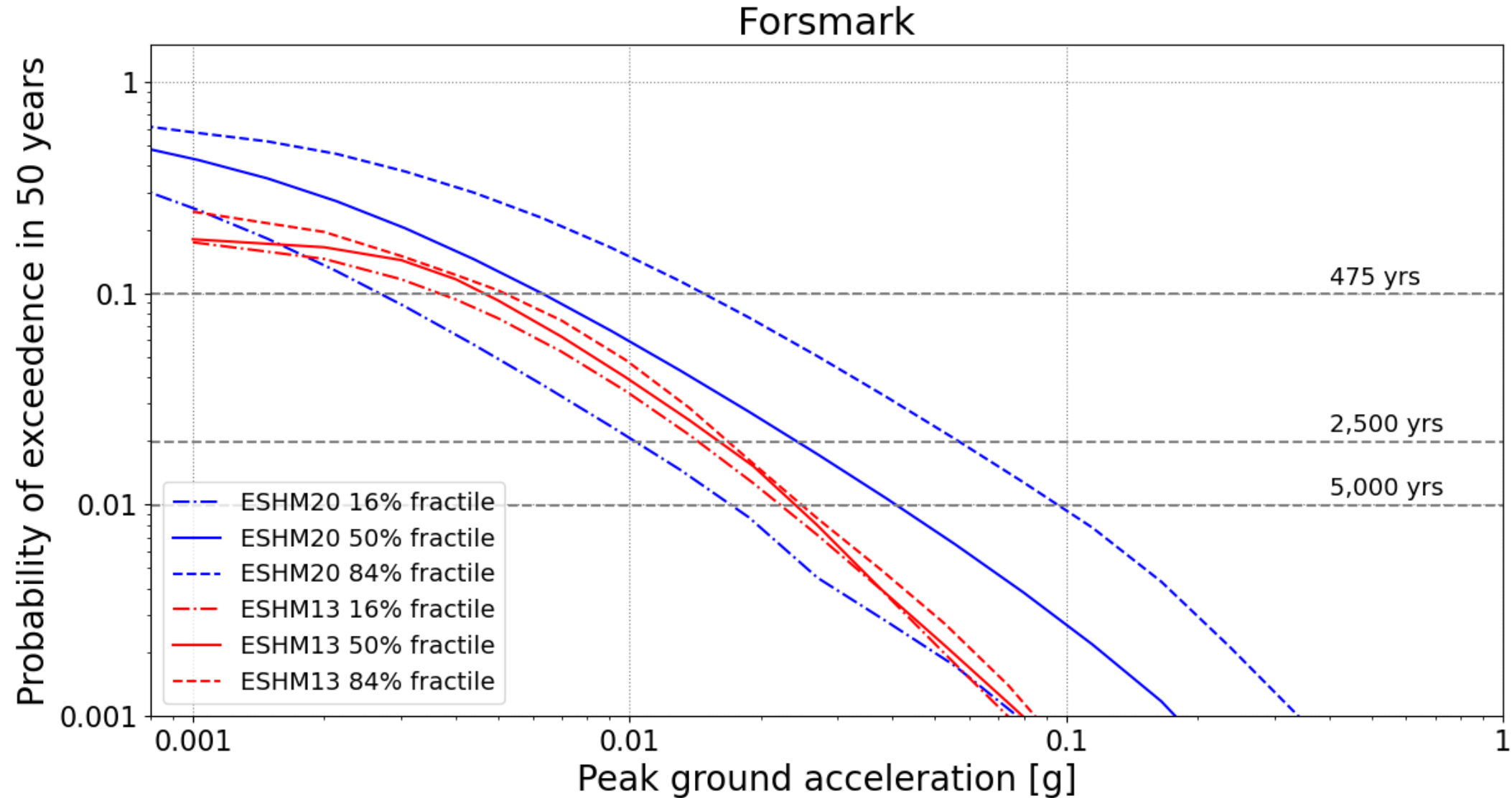
- Faran har gått ner på västkusten, i nordligaste Norrland och i Norge och Danmark.
- Faran har gått upp i stora delar av Sverige och Finland.

Är skillnaden signifikant?

Sannolikt inte, men för att svara på det krävs en fullständig analys.



European Seismic Hazard Model 2020/2013



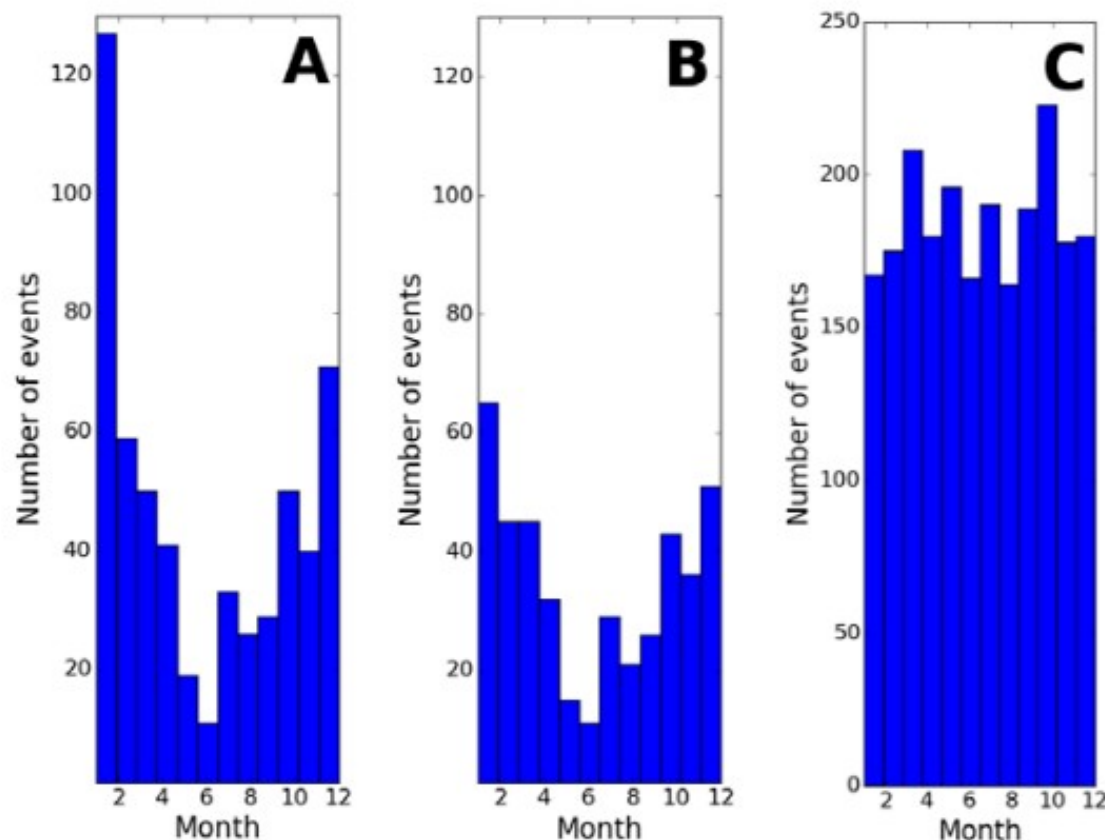
Potentiella problem med utvärderingen av seismisk fara i Sverige och Finland

- Korrekt identifiera små skalv.
- Korrekt magnitudbestämning små skalv och få en homogen magnitudbestämning över tid.
- Sker de stora skalven där de små sker?
- Hur dämpas markrörelserna med avståndet för stora skalv i Fennoskandien?
- Hur stora kan skalven bli?
- De postglaciala skalven.



Är det en jordbävning?

Historiskt
data



Idag lägger vi mycket tid,
och AI, på att rätt
klassificera skalv och
sprängningar.

Figure 3. Seasonality in the earthquake data in Fencat. Number of events versus month. A) All events in Fencat 1375 - 1920. B) Events considered to be frost, weather and blast related removed from 1375-1920. C) Instrumental earthquake recordings 1965-2012 (note the different scale).

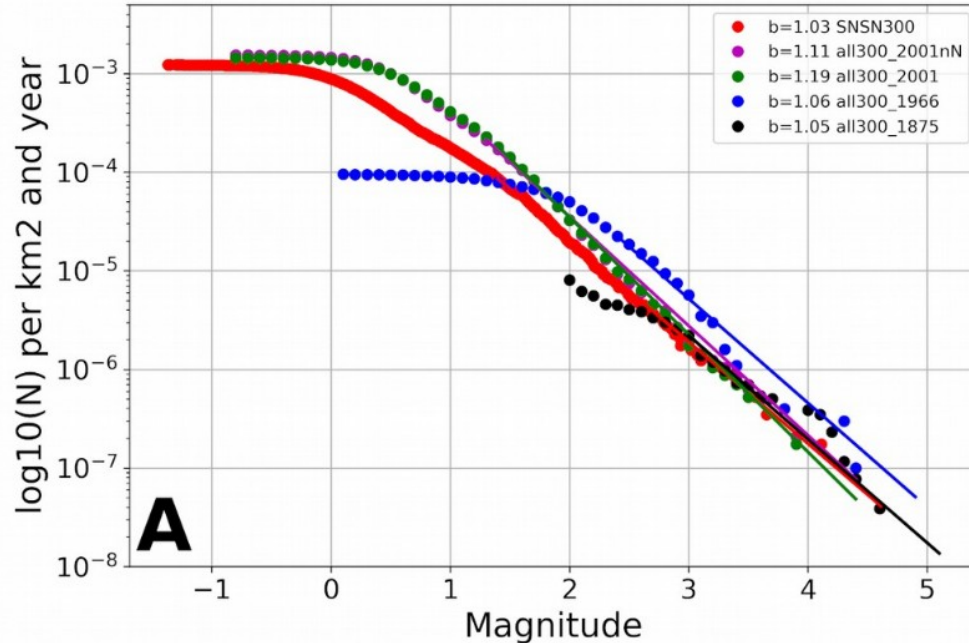
Lund et al. (2017)

Magnituder

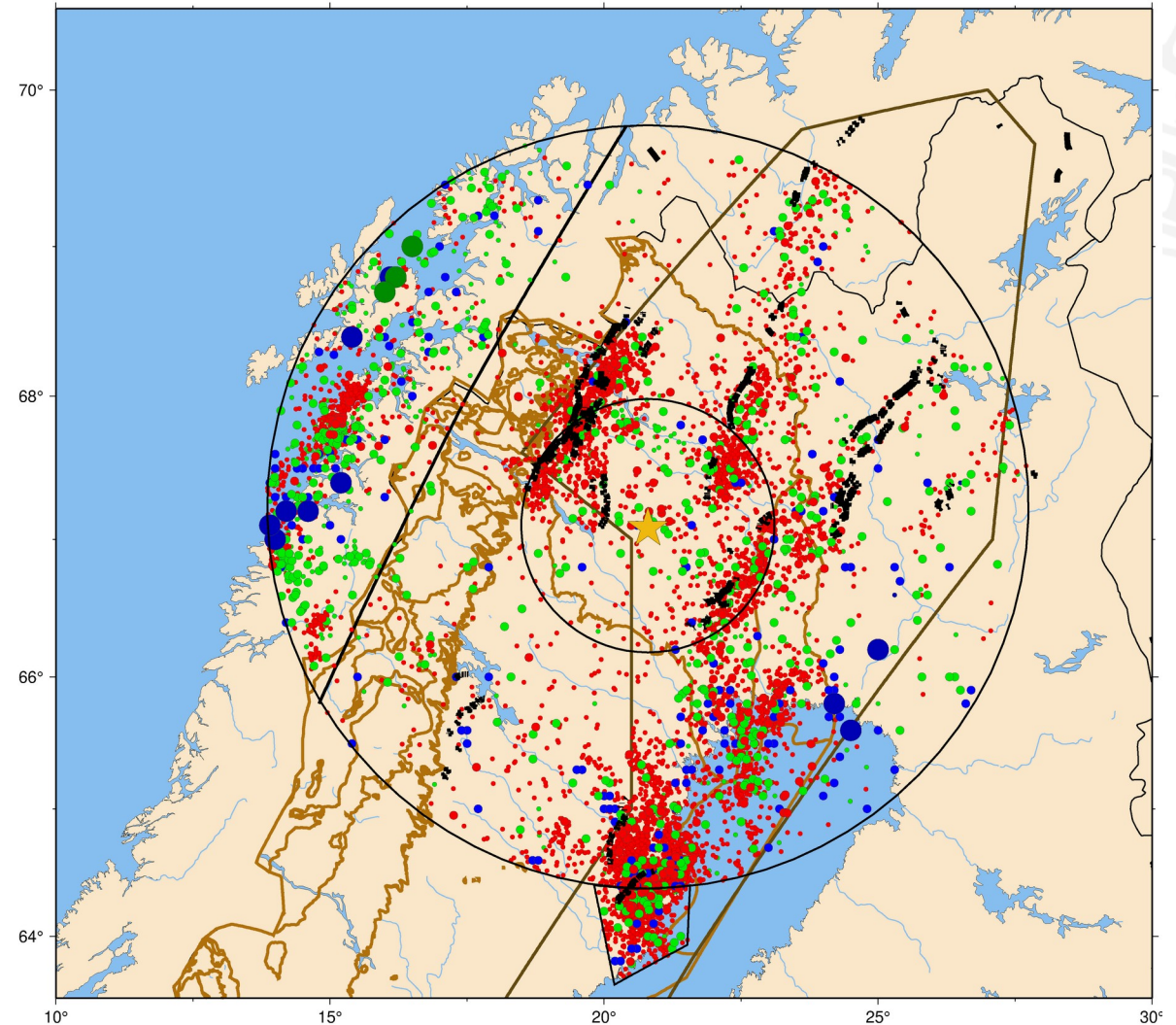
Ett dataset för seismisk analys
runt Aitik innehåller 9 506 skalv

8 550 under magnitud 2

5 992 under magnitud 1



Vi vet att magnitudskalan kan
ha skalningsproblem mot
mindre skalv.

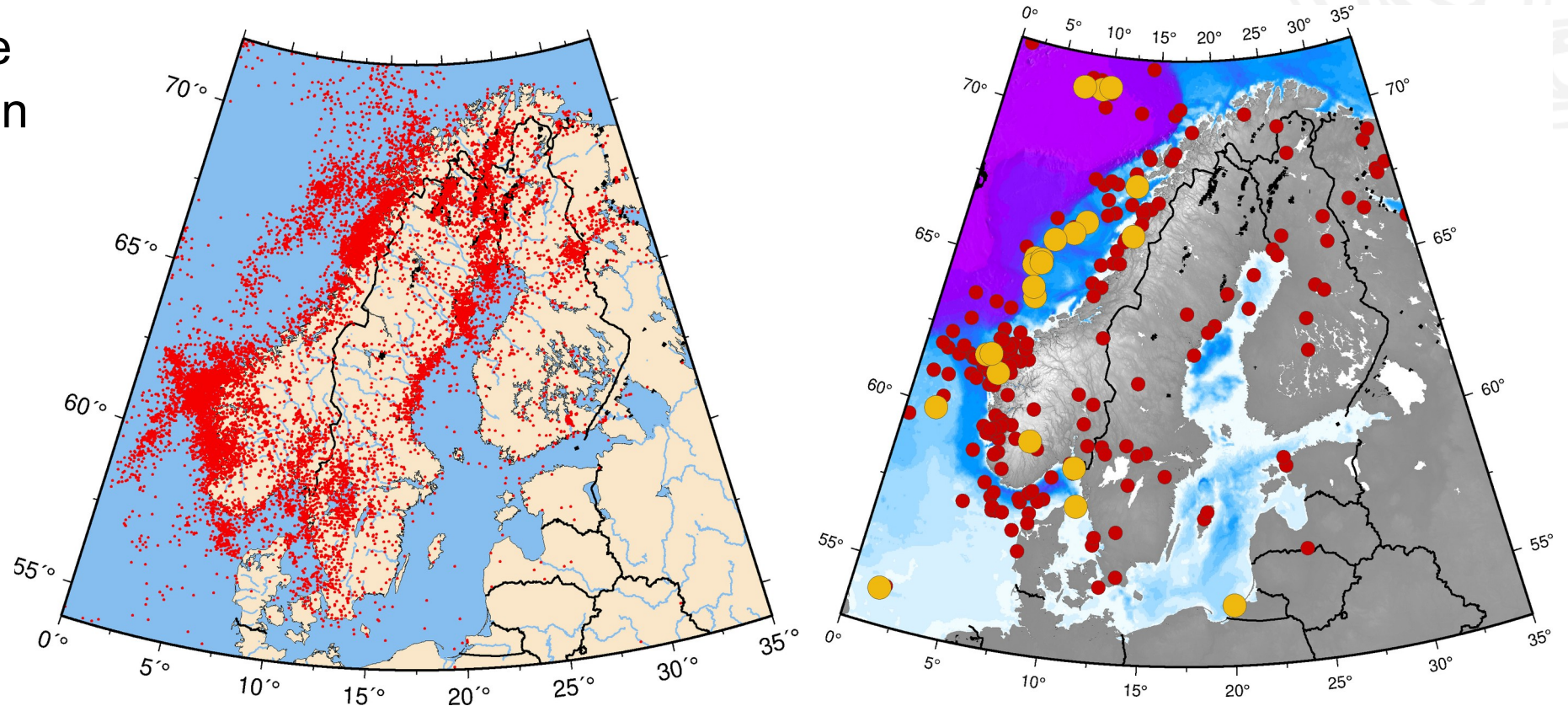


Lokaliseringen av stora jordbävningar

Röd: $4 < M < 5$
Orange: $M > 5$

I intraplate-områden
som Sverige sker inte
alltid de större skalven
på samma plats som
de observerade
småskalven.

Till exempel som i
Kaliningrad (2004),
Sjöbo (2008) och
Lillhärda (2014).



Hur tar vi höjd för det?



Dämpning: Ground Motion Prediction Equations

Vi har inga digitala data för skalv med magnitud större än ~4.5 i Sverige eller Finland, och särskilt inga data nära större skalv.

Så vi vet inte i detalj hur markrörelserna avtar med avstånd i den Fennoskandiska skorpan.

Vi tar det data vi har och lägger till modelldata och data från andra geologiskt likartade områden.

Application of a Hybrid Modeling Method for Generating Synthetic Ground Motions in Fennoscandia, Northern Europe

Vilho Jussila¹, Billy Fälth², Päivi Mäntyniemi³, Peter H. Voss⁴, Björn Lund⁵, and Ludovic Fülöp^{*1}

ABSTRACT

We present a modeling technique for generating synthetic ground motions, aimed at earthquakes of design significance for critical structures and ground motions at distances corresponding to the engineering near field, in which real data are often missing. We use dynamic modeling based on the finite-difference approach to simulate the rupture process within a fault, followed by kinematic modeling to generate the ground motions. The earthquake source ruptures were modeled using the 3D distinct element code ([Itasca, 2013](#)). We then used the complete synthetic program by [Spudich and Xu \(2002\)](#) to simulate the propagation of seismic waves and to obtain synthetic ground motions. In this work, we demonstrate the method covering the frequency ranges of engineering interests up to 25 Hz and quantify the differences in ground motion generated. We compare the synthetic ground motions for distances up to 30 km with a ground-motion prediction equation, which synthesizes the expected ground motion and its randomness based on observations. The synthetic ground motions can be used to supplement observations in the near field for seismic hazard analysis. We demonstrate the hybrid approach to one critical site in the Fennoscandian Shield, northern Europe.

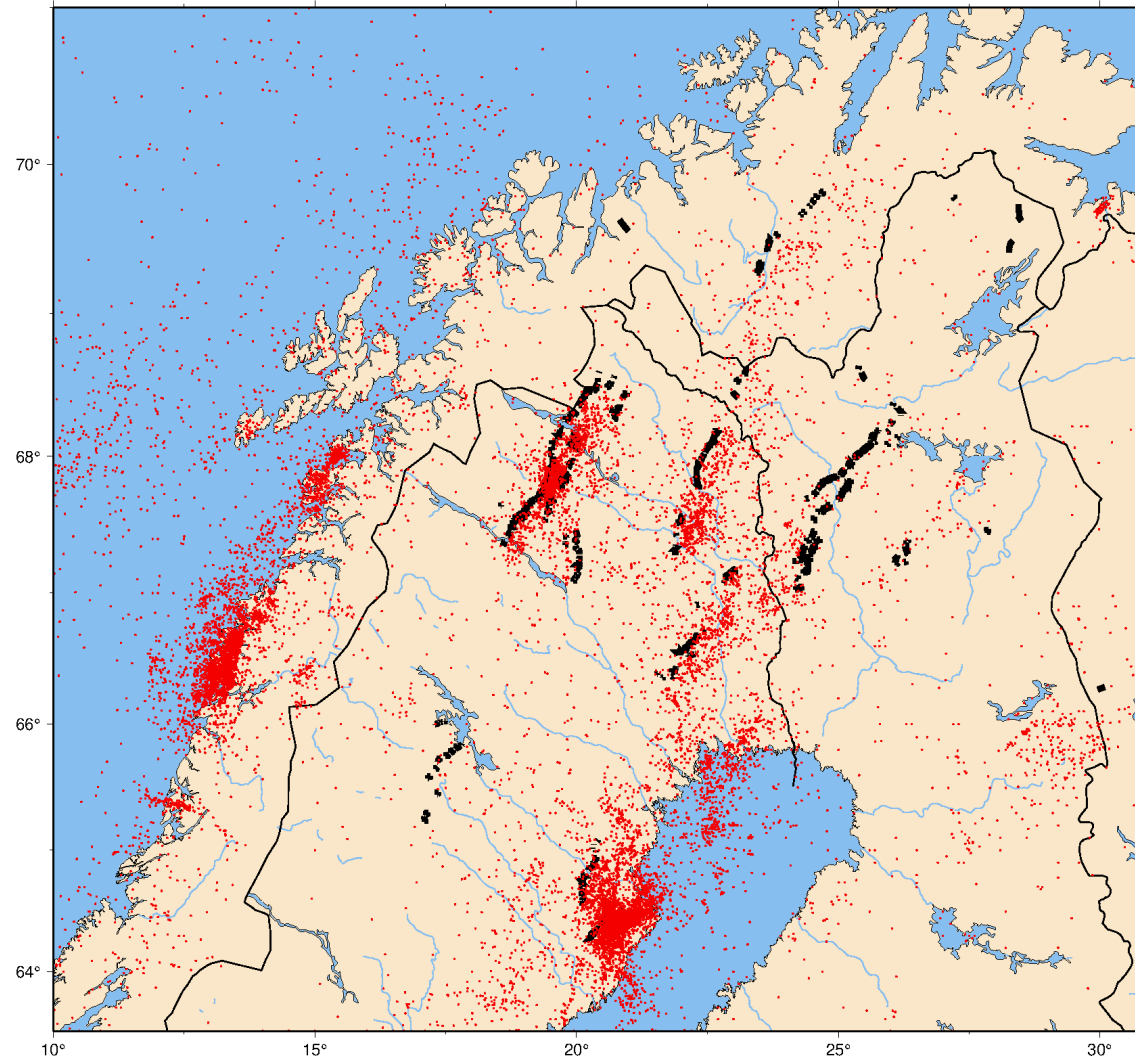


De postglaciala jordbävningarna

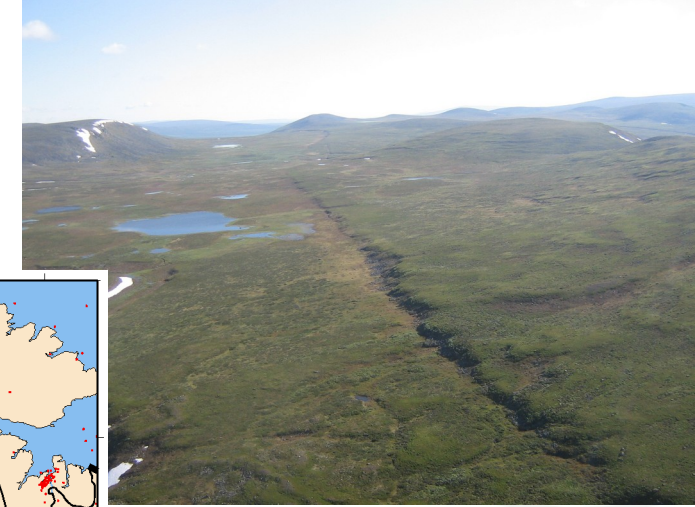
Jordbävningar vid istidens slut med magnitud på upp till 8. Förkastningarna är fortfarande aktiva mycket aktiva.

Vi kan alltså ha mycket stora jordbävningar i Fennoskandien. Frågan är hur ofta? Och var?

Hur tar vi hänsyn till risken för större skalv, på PGF:erna eller på annat håll?



Förkastningsdata från Munier et al. (Glacially triggered faults, 2022).



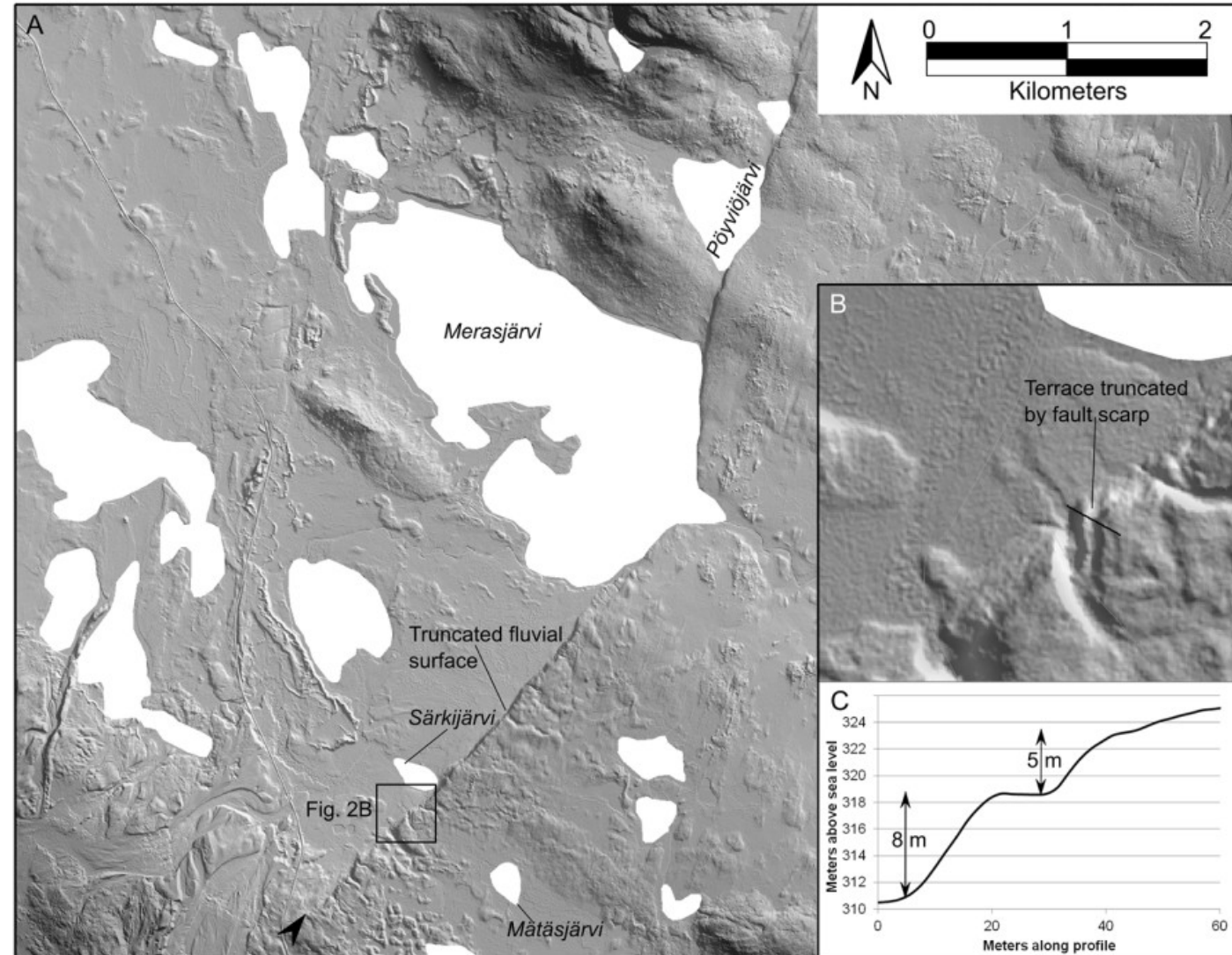
Pärvie



De postglaciala förkastningarna: En uppdatering

Mer och mer data från Sverige, Finland och Norge visar på att förkastningarna rört sig i stora skalv flera gånger under och efter istidens slutskede.

Dessa skalv är alltså inte enstaka händelser.

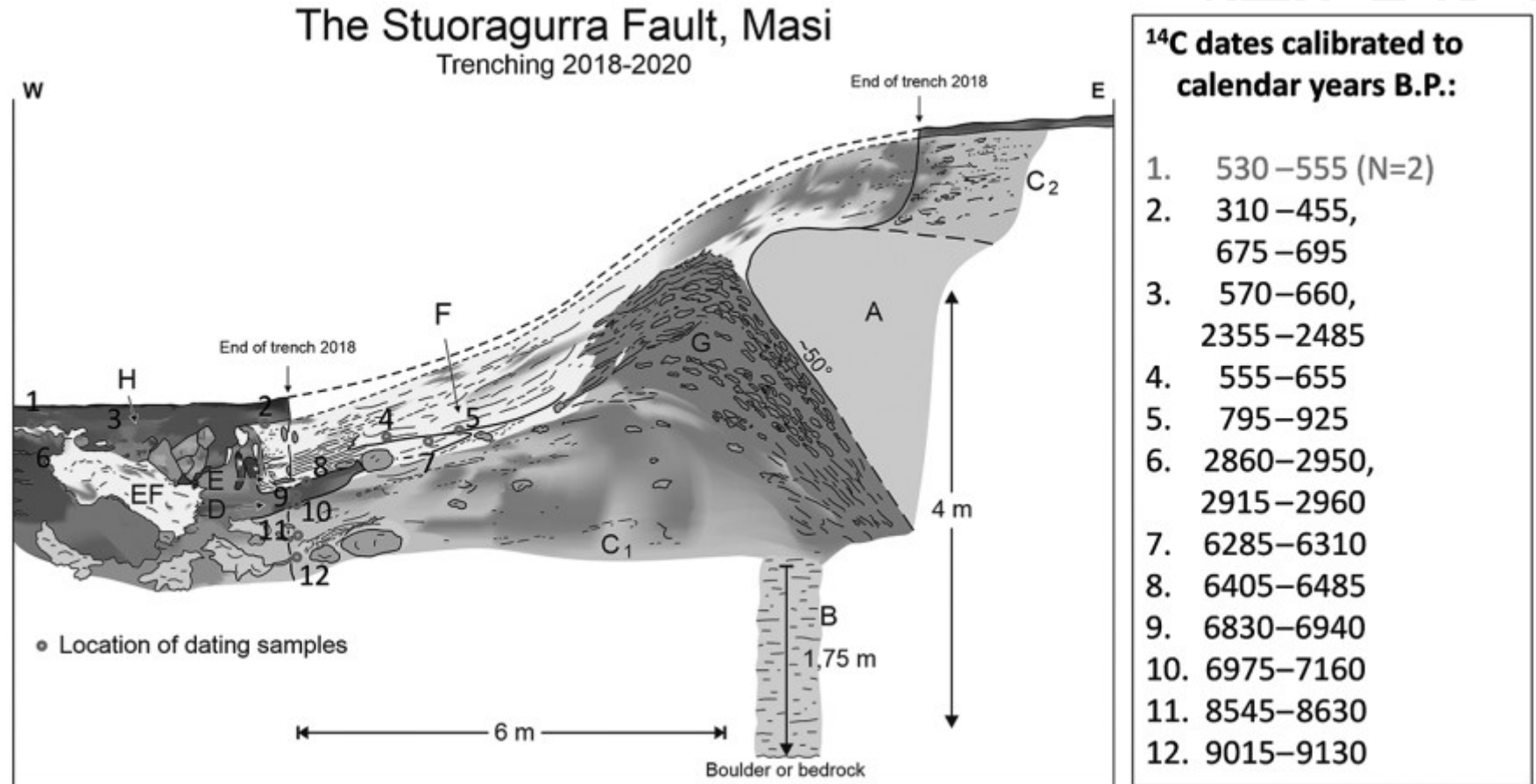


Smith et al. (Glacially triggered faults, 2022).

De postglaciala förkastningarna: En uppdatering

Data från Stuoragurra i Norge indikerar att förkastningen rört sig i ett magnitud ~7 skalv så sent som för 600 år sedan.

Det är alltså mer än bara istiden som orsakar skalven.



Olesen et al. (Glacially triggered faults, 2022).

Nästa generations utvärdering av seismisk fara

- Vi behöver fortsätta mäta för att öka kunskaperna och minska osäkerheterna.
- Vi behöver datera rörelserna på de svenska postglaciala förkastningarna mer exakt, nu finns bara dateringar relativt glaciärsformationer.
- Vi behöver också veta mer om förkastningarnas egenskaper och spänningsförhållanden, genom djup borrhning.
- SKI 92:3 behöver uppdateras med:
 - Nya data
 - Nya modeller
 - Ny metodik
- För platsspecifik SHA, som vid ett kärnkraftsverk eller en damm, bör en PSHA kompletteras med en Deterministisk SHA för en bättre utvärdering av risken för anläggningen.



PSHA-arbete pågår vid Uppsala universitet

CONTACT

Niranjan Joshi
PhD Candidate,
Department of Geosciences
Uppsala University
Email: niranjan.joshi@geo.uu.se



UPPSALA
UNIVERSITET

Probabilistic seismic hazard assessment of Sweden

Niranjan Joshi¹, Björn Lund¹, Roland Roberts¹
¹Department of Geosciences, Uppsala University, Sweden

Summary

Sweden is a low seismicity region and as such has neither a national seismic hazard map nor seismic building codes. In this project we develop a seismic hazard map for Sweden, using data accumulated in the last 20 years. We use relatively large seismic source areas, distance and adaptive smoothing of seismicity, two recently developed GMPEs appropriate for the region plus five older GMPEs. The fixed distance smoothing seems to focus the hazard in places with dense seismicity, e.g. the Pärive fault. The adaptive smoothing seems to spread the hazard out into lower density regions. The PGA values are between 0.025-0.03g (poe=0.1), with the ESHM20 craton GMPE estimating the highest mean PGA(0.03g) around the Burträsk fault. 0.024g is the lowest mean PGA estimated for it by the cluster GMPEs.

METHODS AND MATERIALS

In this study we estimate the b-value using Aki's MLE method⁴ and smooth the seismicity using the inbuilt function in OpenQuake, and adaptively using the nearest neighbour distance⁵. We then calculate the hazard using the Fülöp GMPE⁶, the experimental ESHM20⁷ craton GMPE and a suite of 5 equally weighted GMPEs(Campbell2003, Toroetal2002, AkkarBommer2010, CauzziFaccioli2008 and chiouYongs2008)⁸

REFERENCES

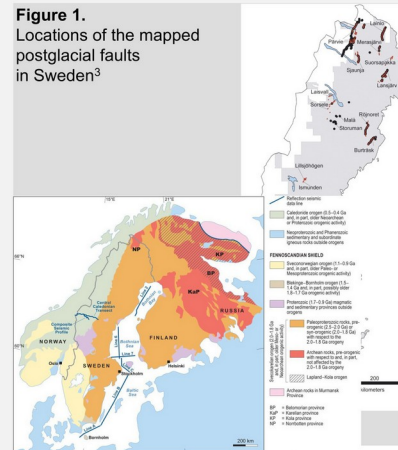
1. Lund et.al, 2021
2. GSL Memoirs 50, 2020
3. Mikko et al, 2015
4. Aki M., 1965
5. Helmstetter et.al, 2007
6. Fülöp et al., 2020
7. Weatherill et al, 2020
8. Bykova et.al, 2016

Seismicity

Sweden lies in a low-seismicity region with very few damaging earthquakes. Most of the country lies on Precambrian crystalline rocks which are part of the billion-year-old Fennoscandian shield. The modern-day seismicity is quite benign, with only four M4+ events in last 20 years and is mostly observed in the south-west around Lake Vänern, along the north-east coast near Skellefteå, and in the Norrbotten region¹, which is home to the post-glacial faults that caused large earthquakes 10,000 years ago. The rest of the country is relatively inactive. Seismicity is also limited by the span of instrumental observations, oldest of which have been recorded back in 1375. The catalogues are more complete in the recent years, and we have decided to focus on the recent seismicity (2000-present) in this study. In the future we aim to incorporate all the historical data, which includes events such as the 1759 M5.6 event in Kattegatt, and the 1904 M5.4 event at Kosteröarna, which are the largest events in the catalogue's history.

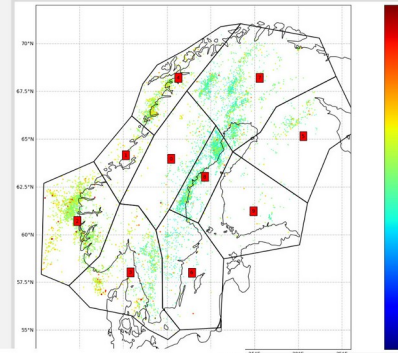
Geological setting of Sweden²

Figure 1. Locations of the mapped postglacial faults in Sweden³



Seismicity and zonation map

Figure 2. We try to keep the zones as broad as possible and try to align them with the underlying geology and seismicity. Colorbar shows the magnitude



Smoothing algorithms

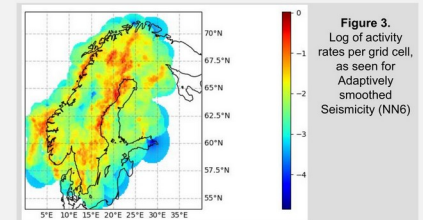


Figure 3. Log of activity rates per grid cell, as seen for Adaptively smoothed Seismicity (NN6)

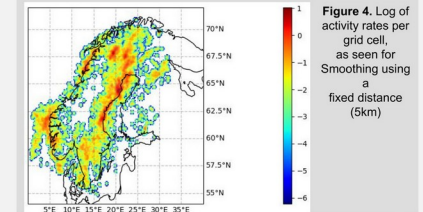


Figure 4. Log of activity rates per grid cell, as seen for Smoothing using a fixed distance (5km)



UPPSALA
UNIVERSITET

CAV-filtrering av seismisk risk enligt SKI 92:3

Markus Stålbom & Sture Andersson

Westinghouse

Syfte

- Lägsta magnitudgräns (Lower bound magnitude) har generellt en betydande påverkan på beräknade UHS-nivåer, speciellt för högre frekvenser.
- SKI 92:3 beaktar momentmagnituder av intensitet 3.93 - 5.93. I många fall anses en momentmagnitud $M = 4.6$ konservativ undre gräns.
- Metod med en lägsta magnitudgräns ger oönskad snedvridning (bias) mot höga riskbidrag från närliggande jordbävningar.
- Att filtrera bort "ofarliga" jordbävningar med CAV-metod ger ett mer korrekt urval.

CAV-filtrering av SKI 92:3 E-6

CAV (Cumulative Absolute Velocity) - Beskrivning

- V. C. Summer i South Carolina (1978 och 1979)

Jämföra det beräknade responsspektrat för aktuell jordbävning med OBE-spektrat
Både OBE- och SSE-spektra överskreds i det högre frekvensområdet > 10-15 Hz.
Inga skador kunde noteras

- EPRI NP-5930 (1988) - OBE-exceedance

- MMI VI som ett mått på den jordbävningsintensitet som kan anses ofarlig för ett kärnkraftverk
- maximal markacceleration eller PGA = Peak Ground Acceleration, utgjorde ett mycket dåligt mått på en jordbävnings skadepotential
- CAV-värdet gav bäst resultat när det gällde att på ett tillförlitligt sätt kunna skilja mellan farliga och ofarliga jordbävningar.
- CAV står för Cumulative Absolute Velocity

$$CAV = \int |a(t)| dt$$

- EPRI TR-100082 (1991) – Förbättrad CAV-formulering

- Markaccelerationens tidsfunktion integreras endast över varje hel sekund som har accelerationsvärden över 0.025 g.
- Nytt kriterievärde 0.16 g-sek.

$$CAV = \sum_{i=1}^N H(pga_i - 0.025) \int_{t=t_i}^{t_{i+1}} |a(t)| dt$$

CAV-filtrering av SKI 92:3 E-6

- Övergripande arbetssätt är att utgå från befintligt UHS och applicera framtagna metod av EPRI.
- SKI 92:3 används för att reproducera framtagna UHS för sannolikhetsnivå E-6
- EPRI har arbetat fram en metod för CAV-filtrering som redovisas i rapport EPRI 1014099. Denna metod går att använda för denna utredning.

Ingen metodutveckling

SKI 92:3 – Svensk jordbävning

- Består av en sammanfattande rapport och 5 underrapporter
- Primärt används data från Rapport 1

SUMMARY REPORT

Characterization of seismic ground motions for probabilistic safety analyses of nuclear facilities in Sweden

- Report No. 1: Probabilistic assessment of seismic ground motion characteristics for Swedish hard rock sites.
- Report No. 2: Seismic response spectra for characterization of ground motions in Swedish hard rock.
- Report No. 3: Synthetic time-histories for characterization of ground motions in Swedish hard rock.
- Report No. 4: Characterization of seismic ground motions for Barsebäck NPP.
- Report No. 5: Geological aspects on seismic hazard assessments for the Ringhals and Barsebäck NPP sites.

EPRI 1014099

- Komplet metod för CAV-filtrering



**Program on Technology Innovation:
Use of Cumulative Absolute Velocity (CAV) in
Determining Effects of Small Magnitude
Earthquakes on Seismic Hazard Analyses**

Författare:

- Kelvin L. Merz
- Greg S. Hardy
- Norm Abrahamson
- Jennie Watson-Lamprey

RG 1.208: A Performance-Based Approach to Define the Site-Specific Earthquake Ground Motion, March 2007

Lower-Bound Magnitude Cutoff

Current seismic hazard analysis methods generally utilize a lower-bound body wave magnitude cut-off value for earthquakes to be included in the PSHA. This lower-bound magnitude cut-off level is a conservatively defined value based on research studies whose objective was to estimate the damage potential of smaller earthquakes. Reference 18 establishes an appropriate distribution of low-magnitude earthquakes in the seismic hazard analysis through the use of the cumulative absolute velocity (CAV) model, in place of a lower-bound magnitude cutoff.

Several ground motion measures such as peak ground acceleration, Arias intensity, root mean square acceleration, and CAV were evaluated to determine the single ground motion measure that is best correlated with the threshold of potential damage. The CAV was determined to be the best parameter correlating damage with the Modified Mercalli Intensity Scale, and a CAV value of 0.16 g-sec was found to be a conservative characterization of the threshold between damaging and non-damaging earthquake motions for buildings of good design and construction. An empirical model for estimating CAV in terms of magnitude, peak ground acceleration (PGA), and duration is needed because the PSHA calculation does not use time histories directly.

Reference 18 = EPRI report 1012965 => EPRI report 1014099

Genomförandet

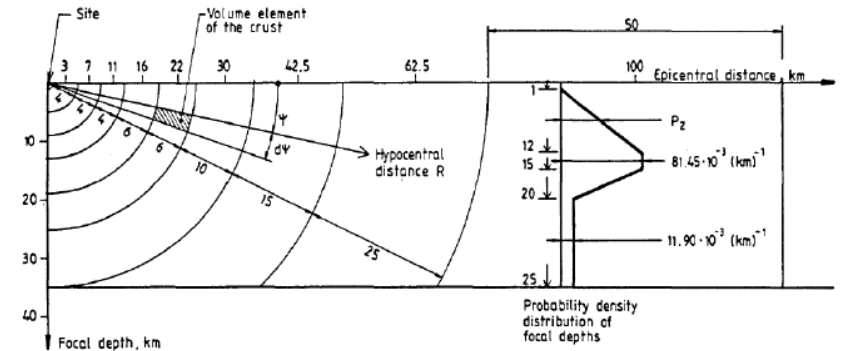
- Beräkningarna delas in i 3 steg
 - Steg 1: Reproducera PSHA i SKI 92:3
 - Steg 2: Beräkna CAV-värden och deras fördelningar
 - Steg 3: Införande av CAV-filtrering i PSHA

Steg 1: Jordbävningsscenarier

- Utgå från jordbävningsscenarier (M, r) och bestäm händelsefrekvens

M = jordbävningens magnitud

r = avståndet mellan jordbävningsskällan och anläggningsplatsen

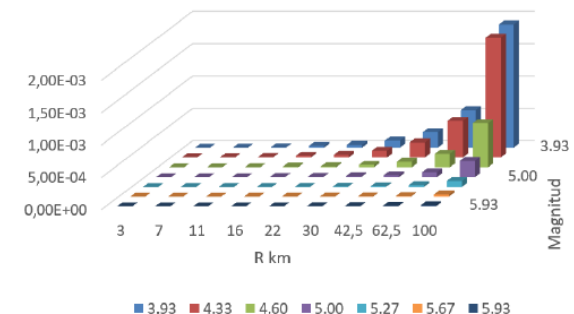


INCREMENTAL RECURRENCE RATE VALUES

R (km)	Seismic moments M_0 (Nm)							SUM:
	0.10E+16	0.40E+16	0.10E+17	0.40E+17	0.10E+18	0.40E+18	0.10E+19	
3.0	16	16	6	2	1	0	0	41
7.0	208	202	74	27	10	4	2	527
11.0	851	828	304	112	41	15	9	2159
16.0	3528	3433	1261	463	170	63	36	8955
22.0	5438	5487	2015	740	272	100	58	14310
30.0	14278	13895	5104	1875	689	253	147	36240
42.5	32158	31294	11495	4222	1551	570	330	81621
62.5	78803	76689	23167	10346	3600	1396	809	200011
100.0	258511	251578	92402	33940	12467	4581	2655	656135
SUM:	393991	383424	140828	51727	19001	6982	4047	1000000

SCALE FACTOR = $7.36246 \cdot 10^{-9}$
TOTAL SUM = $7.36246 \cdot 10^{-3}$

$N(M, R)$



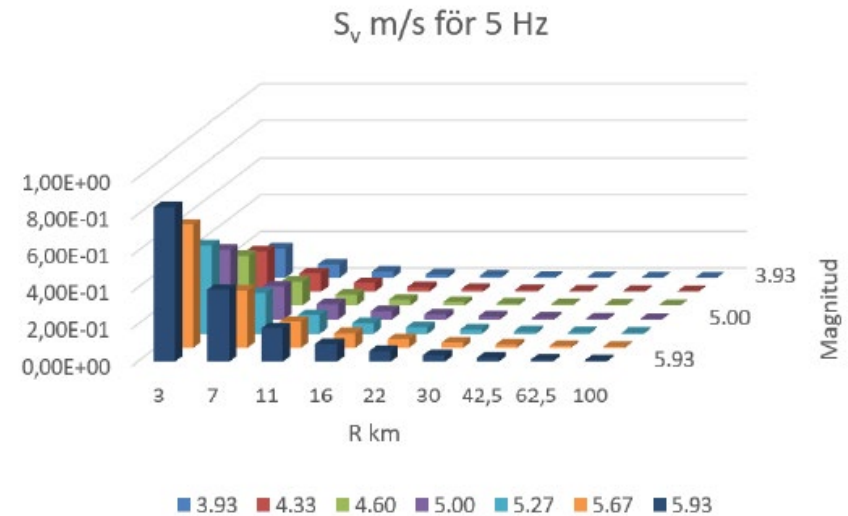
Steg 1: Jordbävningsscenarier

- Bestäm S_a -värde för vart och ett av dem.

M = jordbävningens magnitud

r = avståndet mellan
jordbävningsskällan och
anläggningsplatsen

S_a = medianvärdet för den
spektrala
accelerationsrespons som
scenariot ger upphov till vid
anläggningsplatsen



CHARACTERISTIC SPECTRAL VELOCITY (= MEAN*1.2)
Frequency = 5.00 (Hz)

R (km)	0.10E+16	0.40E+16	0.10E+17	0.40E+17	0.10E+18	0.40E+18	0.10E+19
3.0	0.16	0.22	0.27	0.38	0.48	0.67	0.84
7.0	0.73E-01	0.10	0.13	0.18	0.22	0.31	0.39
11.0	0.34E-01	0.47E-01	0.59E-01	0.83E-01	0.10	0.14	0.18
16.0	0.18E-01	0.25E-01	0.32E-01	0.45E-01	0.56E-01	0.78E-01	0.97E-01
22.0	0.11E-01	0.15E-01	0.19E-01	0.27E-01	0.33E-01	0.47E-01	0.58E-01
30.0	0.67E-02	0.95E-02	0.12E-01	0.17E-01	0.21E-01	0.29E-01	0.36E-01
42.5	0.41E-02	0.57E-02	0.71E-02	0.10E-01	0.12E-01	0.18E-01	0.22E-01
62.5	0.25E-02	0.35E-02	0.43E-02	0.61E-02	0.76E-02	0.11E-01	0.13E-01
100.0	0.15E-02	0.21E-02	0.26E-02	0.37E-02	0.46E-02	0.65E-02	0.81E-02

Steg 2: Beräkning av CAV-värden (& fördelningar)

- Utifrån uppgifter i steg 1 kan man för varje scenario beräkna sannolikheten för att CAV-värdet skall överstiga 0.16 g-sek, vilket alltså är den "andel" av scenariot som är potentiellt skadlig och skall inräknas i den integrerade risken.
- Sveriges berggrund består till övervägande del av den Baltiska Skölden och markrörelseregistreringar med PGA överstigande 0.025g, från vilka man skulle kunna skapa anpassade CAV-modeller, saknas i princip helt.
- Områden som ENA och Canadian Shield anses tillämpliga och använd modell i EPRI 1014099 är kombinerad WUS/CEUS/Canadian data

Steg 2: Beräkning av CAV-värden - grundformel

$$\ln(CAV_{median}) = d_1 + d_2(\ln(PGA) + 2.5) + \frac{d_3}{\ln(PGA) + d_4} + d_5(M - 6.5) + d_6(M - 6.5)^2 + d_7(\ln(V_{S30}) - 6)$$

- CAVmedian = medianvärdet på CAV uttryckt i enheten g-sek
- PGA = Peak Ground Acceleration g m/s²
- M = momentmagnitud
- Vs30 = 1100m/s Skjuvvågshastighet i översta 30 m av berggrunden
- d1 – d7 konstanter som, hämtas från Table 2-5 i EPRI 1014099

Denna formel är direkt applicerbar för beräkning av CAV-värden vid punkten PGA i blivande UHS

Steg 2: Beräkning av CAV-värden – $S_a(f)$ beroende

$$\ln(CAV_{median}) = d_1 + d_2(\ln(PGA) + 2.5) + \frac{d_3}{\ln(PGA) + d_4} + d_5(M - 6.5) + d_6(M - 6.5)^2 + d_7(\ln(V_{S30}) - 6)$$

- Relation mellan PGA och spektrala responsvärdet $S_a(f)$.

$$\ln(PGA_{med}|S_a(f), M, r) = \ln(PGA_{med}(M, r)) + b_1(f)\varepsilon_{sa}\sigma_{\ln PGA}$$

- Standardavvikelse för $(\ln S_a)$ och $(\ln PGA) = 0.3$

$$\sigma_{\ln PGA|S_a} = \sqrt{1 - b_1(f)^2}\sigma_{\ln PGA}$$

$$\varepsilon_{sa} = \frac{\ln(S_a(f)) - \ln(S_{a,med}(f))}{\sigma_{\ln S_a}}$$

Steg 3: Införande av CAV-filtrering i PSHA

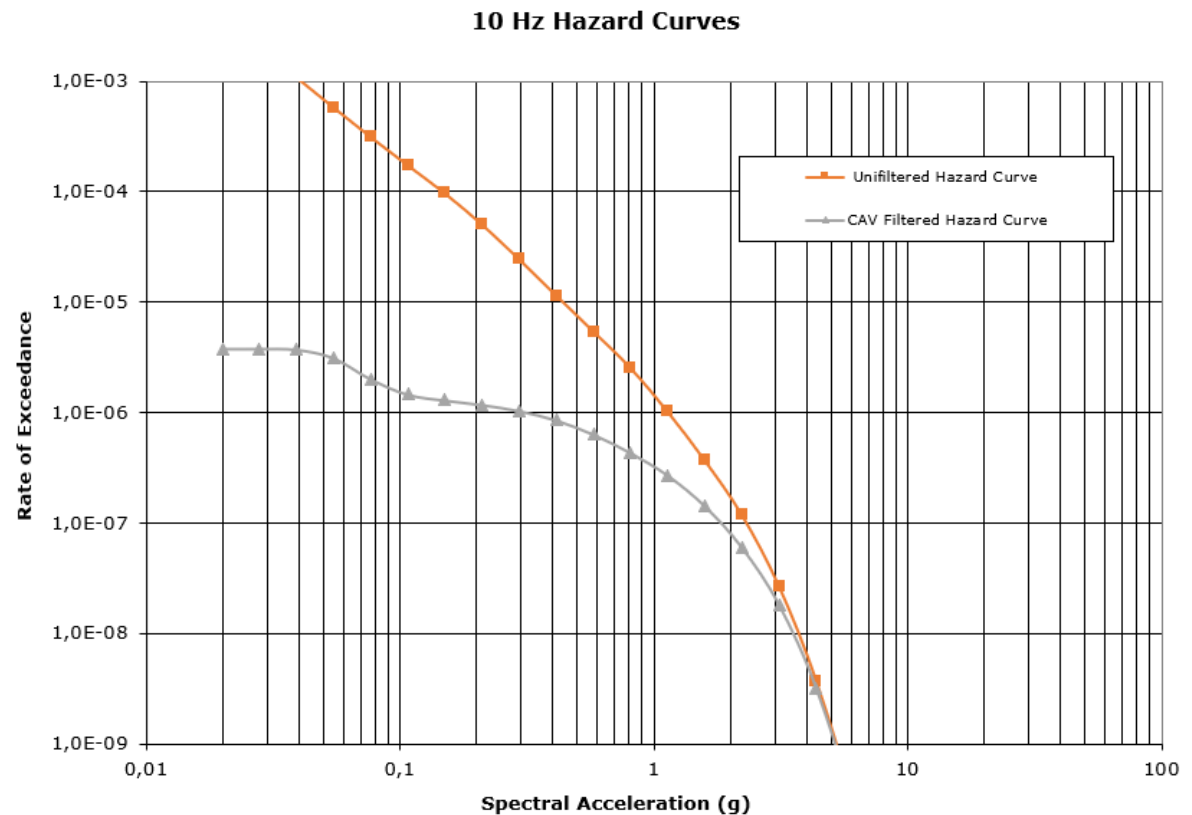
$$v(Sa > z \mid PGA > 0.025g, CAV > 0.16g - s) =$$

$$\sum_{M \min}^{M \max} \sum_{r \min}^{r \max} \sum_{PGA \min}^{PGA \max} \sum_{Sa=z}^{Sa \max} \left\langle \begin{array}{c} v(M, r)_i \\ P(PGA_1 < PGA_i < PGA_2) P(PGA_i > 0.025g) \\ P(CAV_i > 0.16 \mid M, V_{S30}, (PGA_i \mid Sa(f), M, r)) P(Y < Sa_i < Z) \end{array} \right\rangle$$

- CAV-filtreringen inkluderas i vanlig PSHA med två ytterligare delmoment:
 - sannolikheten för att betraktat jordbävningsscenario genererar ett PGA-värde som är större än 0.025g. Den ger antingen värdet 1 (sant) eller värdet 0 (falskt) för PGA-fördelningen
 - sannolikheten för att betraktat jordbävningsscenario genererar ett CAV-värde som är större än 0.16g-sek

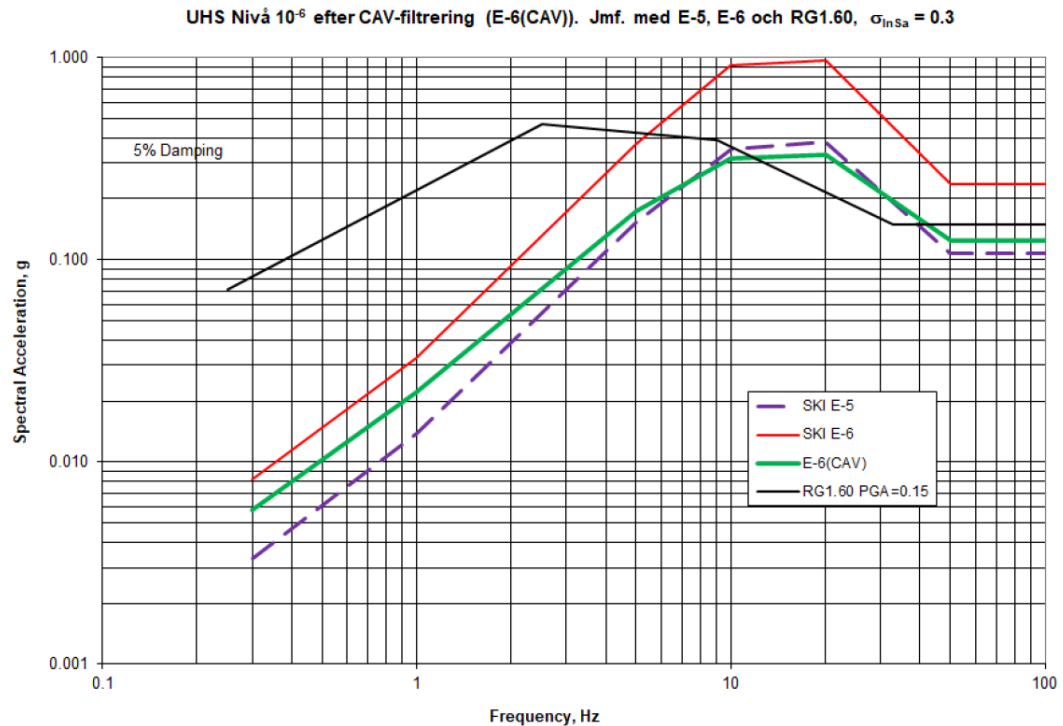
Resultat - Frekvensvisa hazard curves

- Framtagna för 0,3, 1, 5, 10, 20 och 50 Hz
- Kurvorna når inte till $10^{-5}/\text{år}$
- Kurvorna är tämligen flacka i nivå-området runt $10^{-6}/\text{år}$



Resultat – Markresponsspektrum (UHS)

- Jämfört med SKI E-6 (röd heldragen linjen) har responsvärdena sjunkit markant
- Jämfört med SKI E-5 (streckad blå linje), ligger värdena något högre i området under ca. 7 Hz och över 30 Hz.

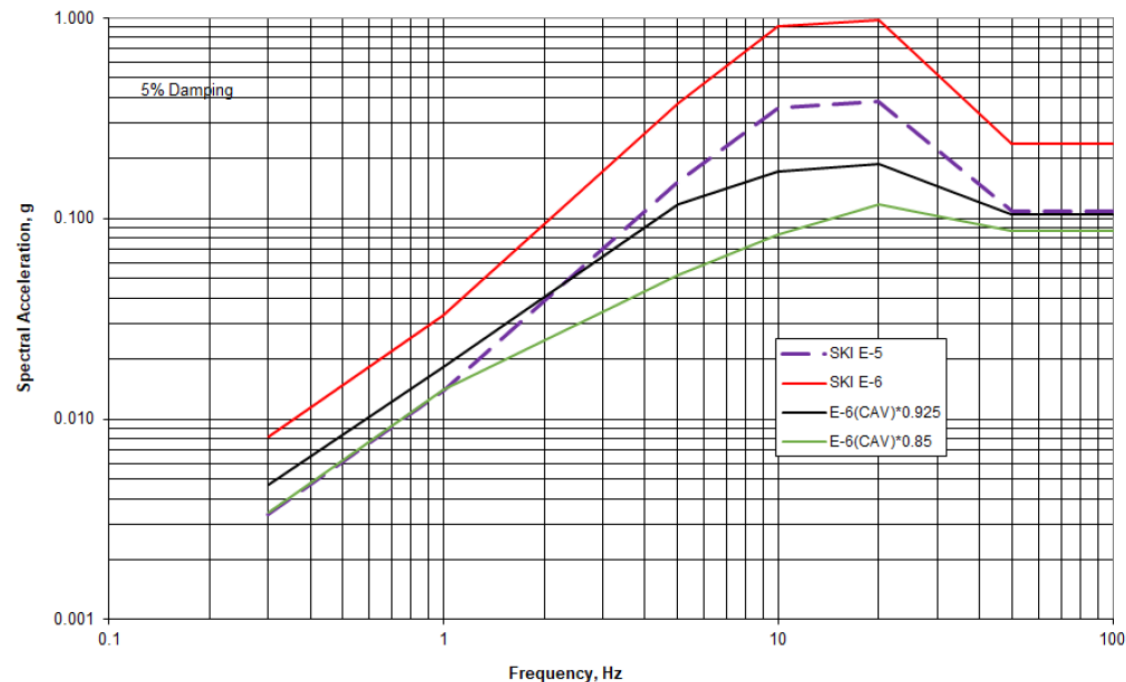


Resultat – Markresponsspektrum (UHS) - Reducerat

VBB rapport 21007024-1, Site-specific ground motion characterization for Simpevarp and Ringhals, VBB Anläggning, september 1995.
Alf Engelbrektsson

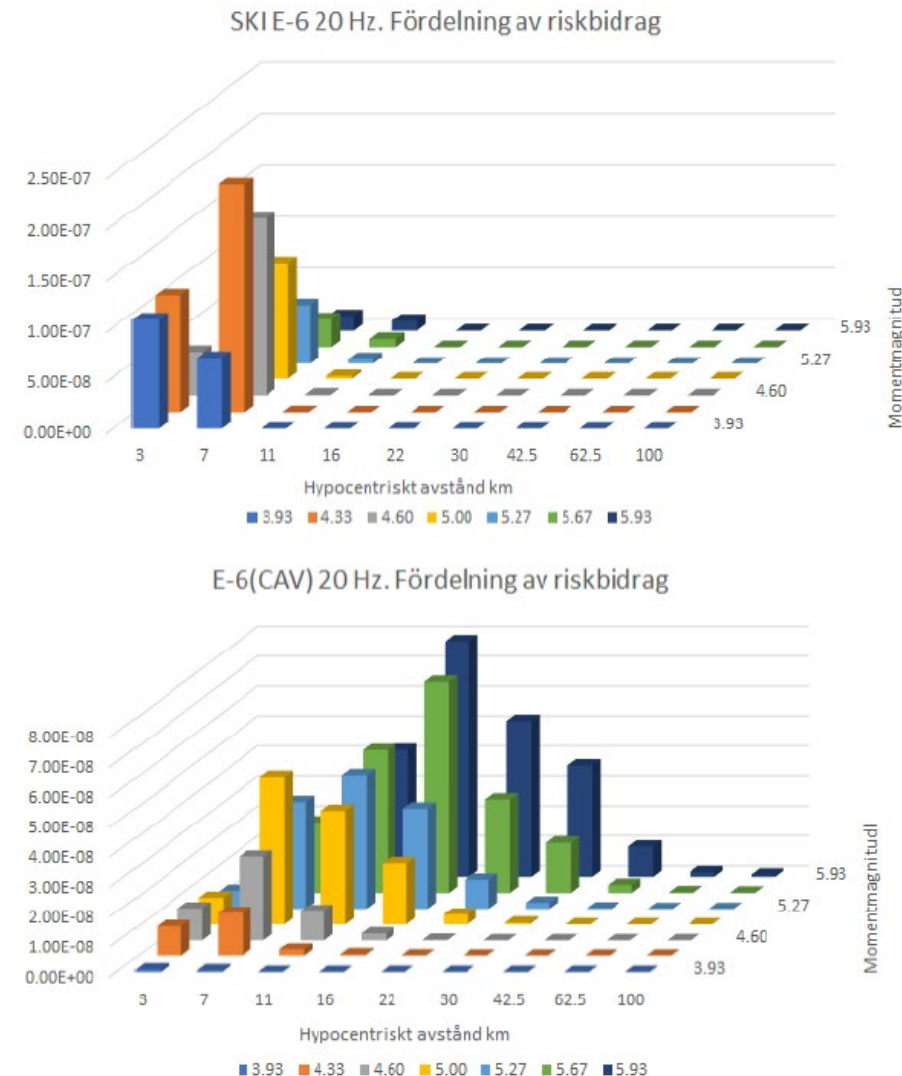
- Responsvärden i PSHA kan reduceras med 15% för Simpevarp
- Innan CAV-filtrering
- Visar att reducerad och CAV-filtrerad E-6 täcks in av SKI92:3 E-5.

UHS Nivå 10^{-6} . Responsvärden reducerade med 7.5 % resp 15 % före CAV-filtrering. $\sigma_{lnSa} = 0.3$



Resultat - deaggregation

- Nedbrytning av risken på de olika jordbävningsscenarier som bidragit ger en tydlig bild av inverkan av CAV-filtrering.
- Utan filtrering dominerar närliggande relativt låga jordbävningar.



Summering & slutsatser

- Val av lägsta magnitudgräns “lower-bound magnitude” har en betydande inverkan för seismisk risk i SKI 92:3.
- Användning av CAV-filtrering visar sig effektivt för att minska bidragen från “ofarliga jordbävningar”.

**Reducerad (0,85 för Simpevarp) och CAV-filtrerad
SKI 92:3 E-6 täcks in av SKI 92:3 E-5**

Tack för visat intresse!

Markus Stålbom

stalbomg@westinghouse.com

021-347769

Sture Andersson

sture.andersson@sa-ing.se

070-5886154

Damage Potential of Swedish GMRS to NPP RC Structures

Energiforsk
Jordbävningsseminarium
2022-05-16

Jan Lundwall RAB, Morgan Lindqvist OKG



Presentation prepared by Vattenfall and OKG

CONTENTS

- CAV/MMI
- Damage Potential to RC Structures
 - General
 - Swedish NPPs
 - Swedish GMRS
 - Summary
- Historical Swedish Perspective

Cumulative Absolute Velocity

- The CAV parameter was studied in EPRI Report NP-5930, “A Criterion for Determining Exceedance of the Operating Basis Earthquake”, July 1988, as a measure of the damage potential of earthquake ground motion.
- The computational procedure for determination of a CAV value associated with a given earthquake acceleration record was standardized in EPRI Report TR-100082, “Standardization of the Cumulative Absolute Velocity”, December, 1991
- The CAV is the integral of the absolute value of the acceleration, $\int |a| dt$. Although named the “Cumulative Absolute Velocity,” the CAV is not directly related to the ground motion velocity (integral of acceleration), but it does have units of velocity (g-s).

Standardized CAV Determination

- An acceleration time history is first fully rectified, i.e., $\underline{a}_i(t) = |a_i(t)|$
- Then each 1 second interval of the time history is examined for the threshold value exceedance, $\underline{a}_i(t) > 0.025g$
- If the threshold value is exceeded at any time during that 1 second interval, then the area under the rectified time history is computed for that interval
- The sum of all such interval areas that have a threshold exceedance of 0.025g is defined as the CAV value, or

$$CAV(t) = \sum_i \int_{t_i}^{t_{i+1}} S_i |a| dt$$

where $S_i = 0$ for $|a| < 0.025g$ and $S_i = 1$ for $|a| \geq 0.025g$

ILLUSTRATION OF CAV CALCULATION

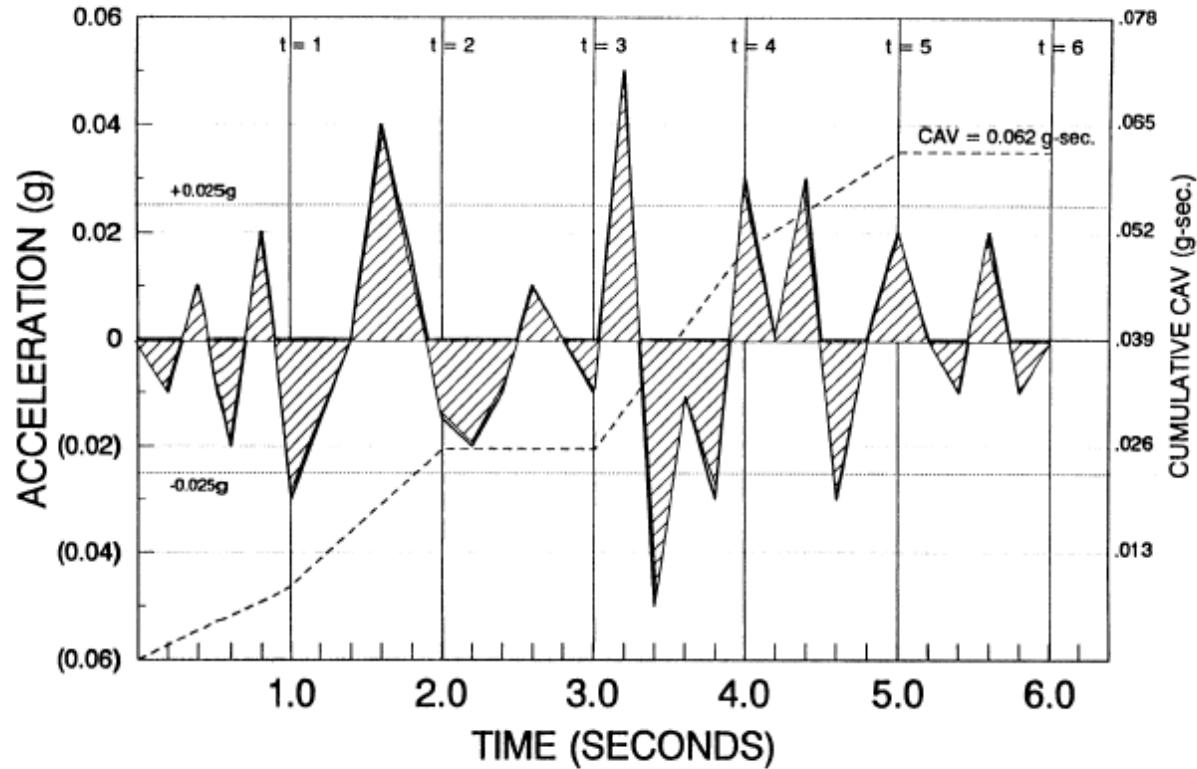


Figure 4-1. Illustration of the Standardized Method to Calculate CAV

Use of CAV

- TR-100082 studied 177 records and determined that the minimum standardized CAV value (CAV_{STD}) associated with a site intensity **MMI VII** (defined as the threshold of damage) was 0.16 g-sec.
- This value was incorporated into RG 1.66 as part of the criteria to determine if the OBE had been exceeded at any plant site experiencing an earthquake

(Brief introduction to the Modified Mercalli Intensity (MMI) Scale in the next slides)

Modified Mercalli Intensity (MMI) Scale

- MMI scale was developed in 1931 by the American seismologists Harry Wood and Frank Neumann
- The **MMI scale** describes the intensity of an earthquake based on its **observed effects**, while e.g. the **Richter scale** describes the earthquake magnitude by **measuring the seismic waves** generated by an earthquake.
- The MMI scale is a 12-grade scale (I-XII) currently used in the US.

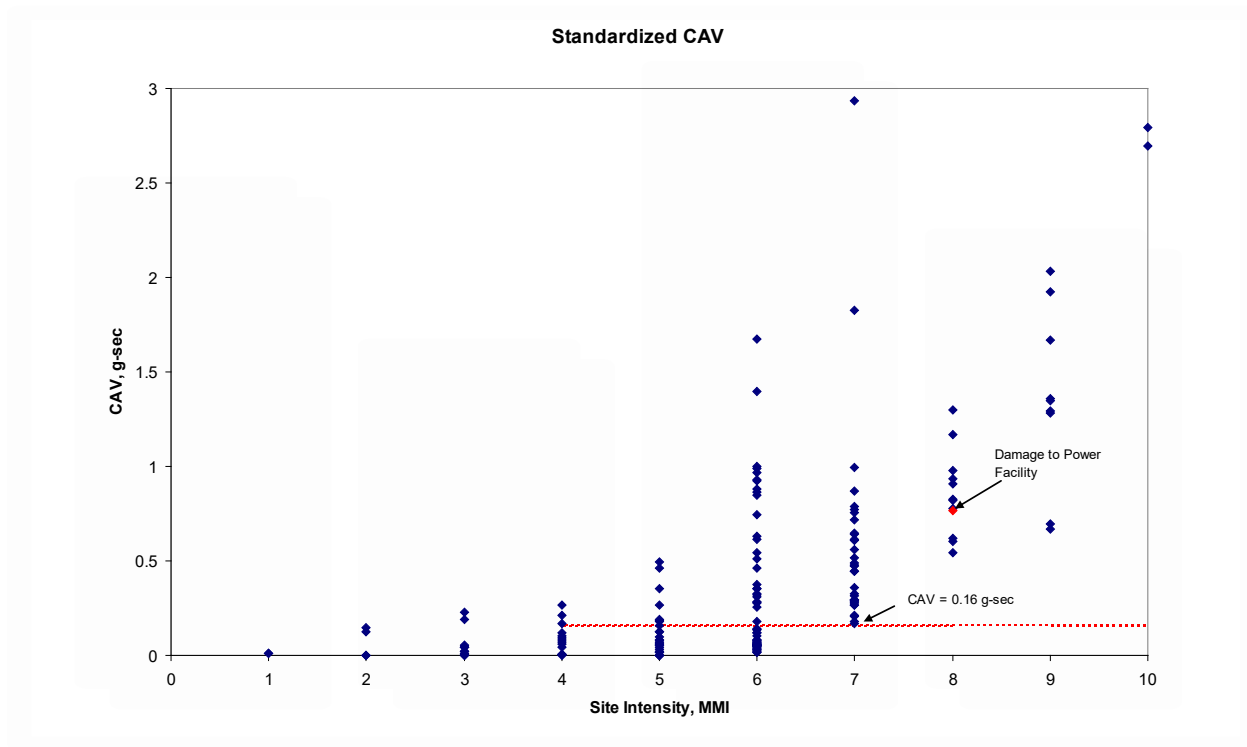
Magnitude/Intensity Comparison	
<i>Intensities typically observed at locations near the epicenter of earthquakes of different magnitude</i>	
Magnitude	Typical Maximum MMI
1.0 – 3.0	I
3.0 – 3.9	II – III
4.0 – 4.9	IV – V
5.0 – 5.9	VI – VII
6.0 – 6.9	VII – IX
7.0 or higher	VIII or higher

Buildings of **Good Design and Construction** is described as conventional building construction e.g. block and brick walls reinforced with steel not necessarily designed by an engineer . The EPRI Report NP-5930 considers this type of conventional building as a **conservative surrogate** for the seismic capacity of NPPs.

CAV_{STD} = 0.16g-sec corresponds to the minimum value for **MMI VII**

Abbreviated Modified Mercalli Intensity Scale	
I	Not felt except by a very few under especially favorable conditions.
II	Felt only by a few persons at rest, especially on upper floors of buildings.
III	Felt quite noticeably by persons indoors, especially on upper floors of buildings. Many people do not recognize it as an earthquake. Standing motor cars may rock slightly. Vibrations similar to the passing of a truck. Duration estimated.
IV	Felt indoors by many, outdoors by few during the day. At night, some awakened. Dishes, windows, doors disturbed; walls make cracking sound. Sensation like heavy truck striking building. Standing motor cars rocked noticeably.
V	Felt by nearly everyone; many awakened. Some dishes, windows broken. Unstable objects overturned. Pendulum clocks may stop.
VI	Felt by all, many frightened. Some heavy furniture moved; a few instances of fallen plaster. Damage slight.
VII	Damage negligible in buildings of Good Design and Construction ; slight to moderate in well-built ordinary structures; considerable damage in poorly built or badly designed structures; some chimneys broken.
VIII	Damage slight in specially designed structures; considerable damage in ordinary substantial buildings with partial collapse. Damage great in poorly built structures. Fall of chimneys, factory stacks, columns, monuments, walls. Heavy furniture overturned.
IX	Damage considerable in specially designed structures; well-designed frame structures thrown out of plumb. Damage great in substantial buildings, with partial collapse. Buildings shifted off foundations.
X	Some well-built wooden structures destroyed; most masonry and frame structures destroyed with foundations. Rails bent.
XI	Few, if any (masonry) structures remain standing. Bridges destroyed. Rails bent greatly.
XII	Damage total. Lines of sight and level are distorted. Objects thrown into the air.

TR-100082 Results



Important Points

- MMI intensity is determined by structural damage
- MMI VII is associated with damage to non-engineered structures, and therefore a CAV ≈ 0.16 g-sec was chosen as the conservative threshold of any type of damage to engineered structures
- MMI VIII is associated with minor damage to engineered structures – a CAV ≈ 0.8 g-sec is the threshold value for a SQUG database power plant having minor structural damage. Equipment at the plant, however, remained functional
- The use of a CAV damage threshold of 0.16 g-sec for a nuclear power plant is very conservative criteria

Damage Potential to RC Structures

- In a study¹ presented at the World Conference on Earthquake Engineering (WCEE) in Lisbon 2012 damage to Reinforced Concrete (RC) structures is correlated to CAV_{STD}
- The basis to correlate RC structure damage to CAV_{STD} is the developed relationship between CAV_{STD} and Japan Meteorological Agency Macroseismic Scale (JMA)/European Macroseismic Scale (EMS).

1) *K.W. Campbell and Y. Bozorgnia. Use of Cumulative Absolute Velocity (CAV) in Damage Assessment*

https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/WCEE2012_2965.pdf

(Partially funded by IAEA as part of the Seismic Working Group 1)

Damage Potential to RC Structures

- The JMA provides qualitative levels of damage to RC structures of **Low** or **High** earthquake resistance
- The EMS provides qualitative levels of damage to RC structures of three earthquake-resistant design (**ERD**) categories; **None**, **Moderate** or **High**
- The EMS states that
 - **Moderate ERD** structures typically are designed for a base shear of about 5-7 % g, and
 - **High ERD** structures for a base shear of about 8-12 % g

Summary study presented at the WCEE 2012

- **CAV** threshold values corresponds to onset of damage to RC structures. In the EMS described as cracks in columns and beams and in structural walls.

Level of Earthquake-Resistant Design			CAV [g-sec]		
<i>MMI</i>	<i>EMS</i>	<i>JMA</i>	<i><u>P_{ne}</u> = 1 %</i>	<i><u>P_{ne}</u> = 5 %</i>	<i>Median</i>
Good Design & Construction	None	Low	0.19	0.26	0.54
Specially Designed	Moderate	High	0.32	0.43	0.88
Specially Designed	High	High	0.52	0.70	1.43

P_{ne} refers to the non-exceedance probability, i.e. the probability that damage occurs below the CAV threshold.

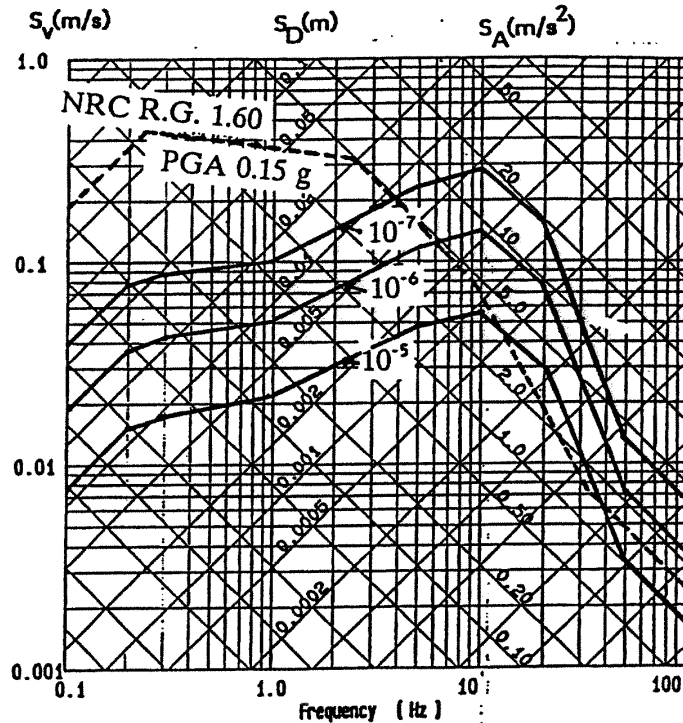
Representative ERD for Swedish NPP RC Structures

- Oskarshamn 3/Forsmark 3 are designed in accordance with US NRC Regulatory guide 1.60 anchored to PGA 0.15g horizontal.
- In the frequency domain 5-10 Hz the horizontal spectral acceleration is about 0.5g
- Seismically designed buildings at O3/F3 may therefore be categorized as **High ERD**

Representative ERD for Swedish NPP RC Structures

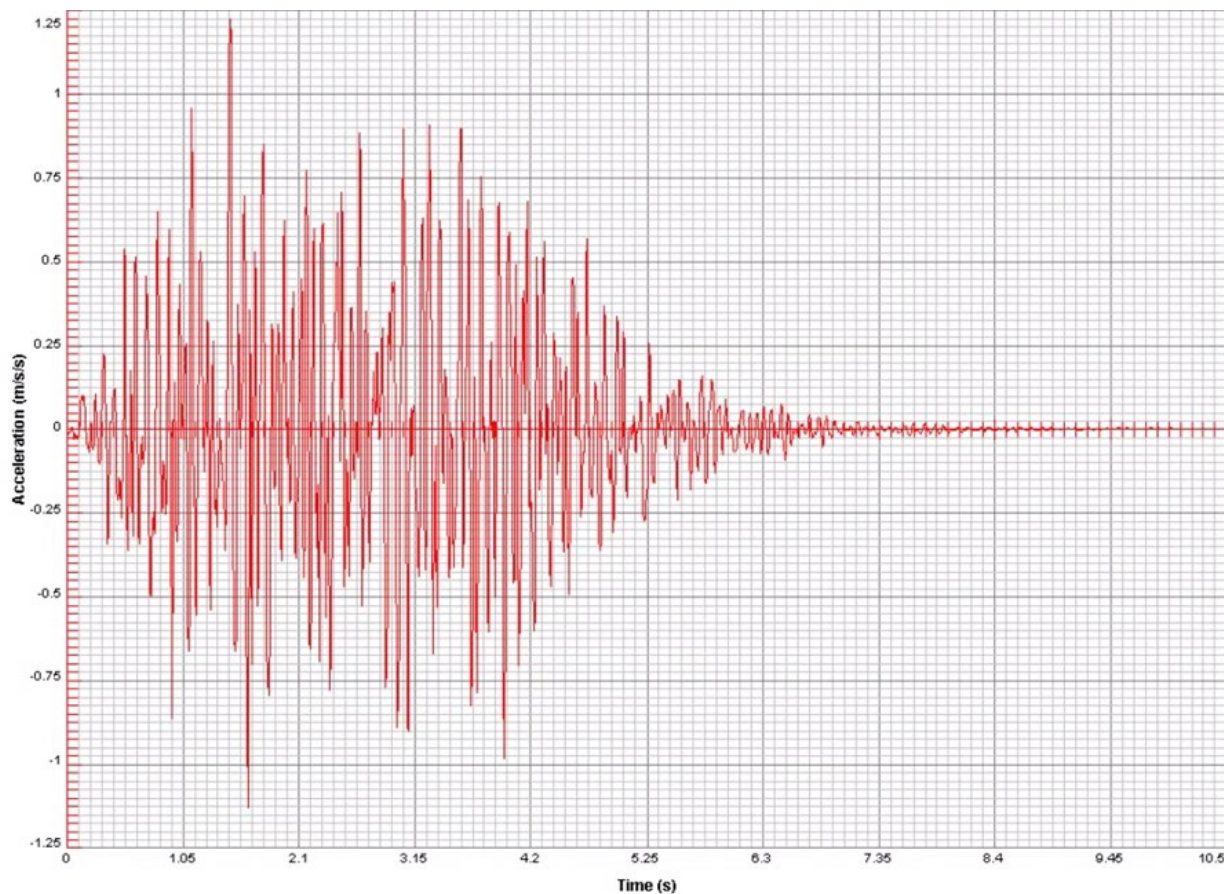
- Forsmark 1 & 2/Ringhals 3 & 4 are originally not designed for seismic loads
- Structures needed for SSE have been demonstrated to withstand seismic loads applying modern building codes
- Seismic ground motions assumed in analysis in accordance with the Swedish GMRS (horizontal PGA 0.11g)
- In the frequency domain 5-10 Hz the horizontal spectral acceleration is in the range of about 0.17g to 0.35g
- Seismically verified buildings at F1/F2 and R3/R4 may therefore (at least) be categorized as **Moderate ERD**, since not originally designed for seismic loads.

Swedish hard rock ground response spectra

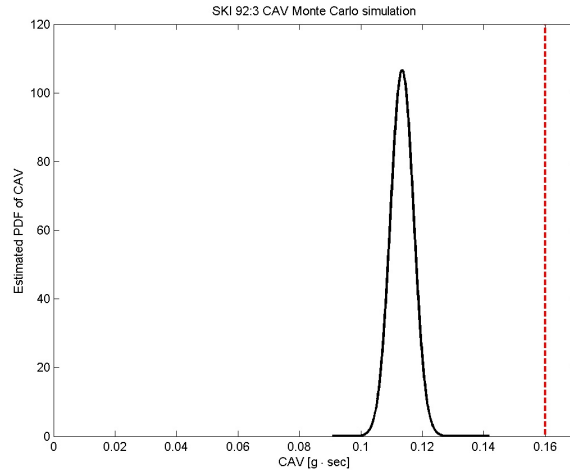


- Based on a regional seismic hazard study (SKI, 1992) uniform hazard ground response spectra for various exceedance frequencies were outlined.
- Applicable for a “typical hard rock site” in Sweden.
- Consideration of site effects leads to a reduction by 15% to account for the favorable site conditions as all plants are sited on solid rock.

Time-histories Swedish GMRS



CAV BASED ON SKI 92:3 E-5 ENVELOPE SPECTRUM



- CAV computed for artificial TH for Swedish earthquake.
- A conservative CAV-estimate for the E-5 spectrum is 0.13 gsec
- A seismic event of magnitude equal to Swedish DBE loading will not require any plant shutdown if such an event occurs at a US site.

Damage Potential to Swedish NPP RC Structures - Summary

Comparison of

1. the CAV_{STD} thresholds for damage onset to RC structures, with
 2. the CAV_{STD} value of 0.13 g-sec for the Swedish GMRS, implies that
- The damage potential to NPP RC structures is negligible from a global structural perspective
 - Seismically classified RC structures exhibit large margin to CAV_{STD} thresholds for damage onset

Historical Swedish Perspective

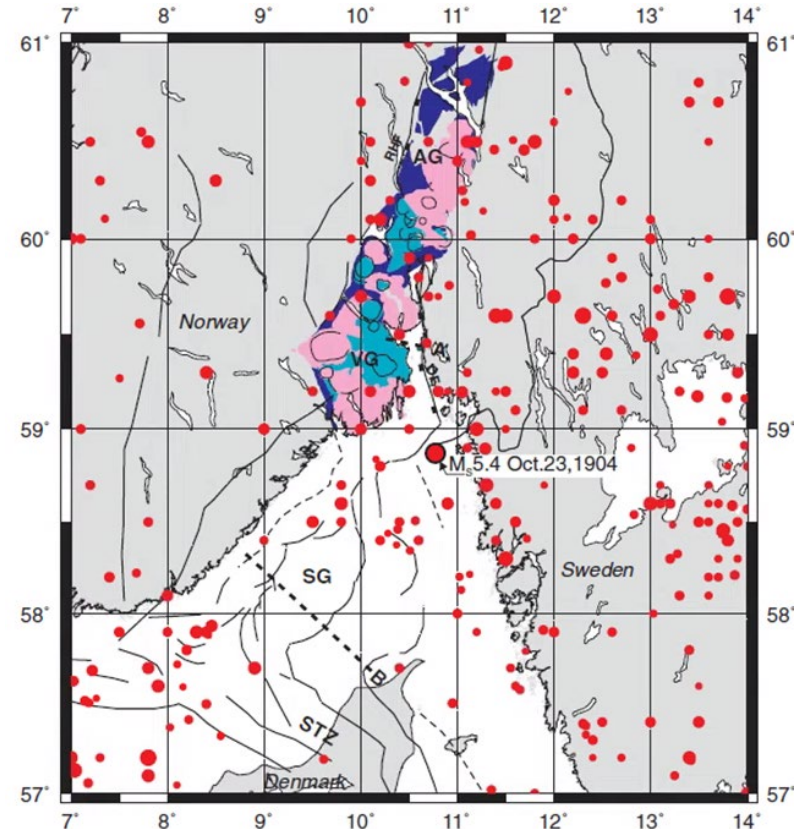
The largest earthquake (estimated to $M=5.4$) in Sweden's vicinity in (reasonable) historical time occurred 23 October 1904 offshore in the Oslofjord with the Swedish Koster islands nearest the epicenter

Intensity up to MMI VII

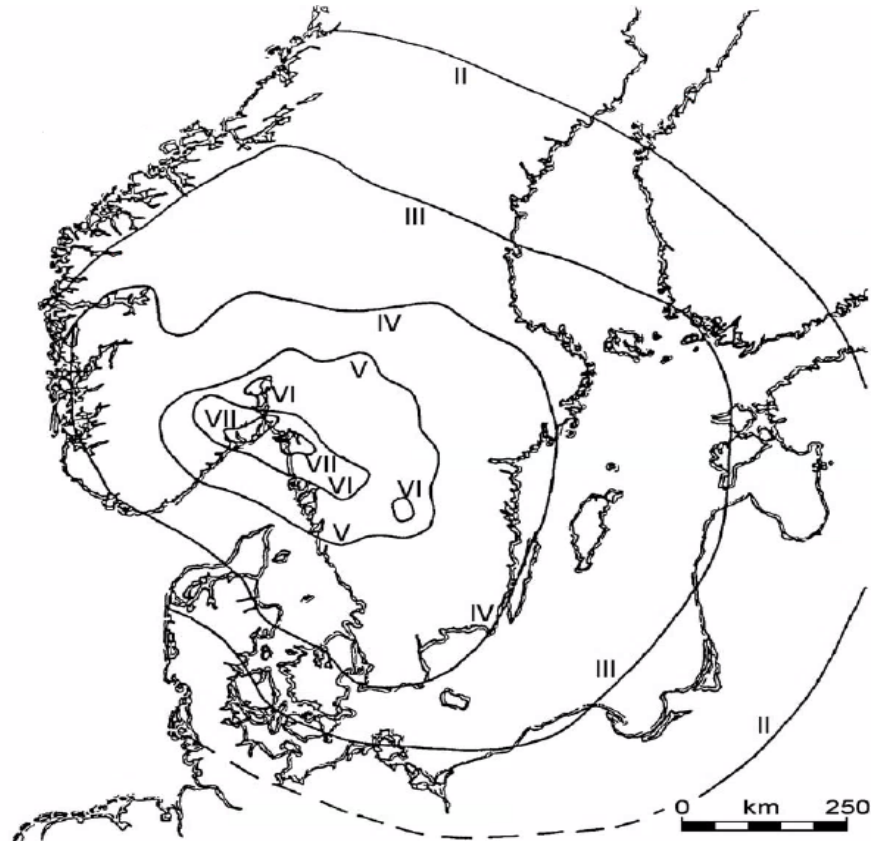
The earthquake was felt over large parts of Norway, Sweden, and Denmark

Modest damages were limited to wooden and un-reinforced masonry buildings close to the epicenter

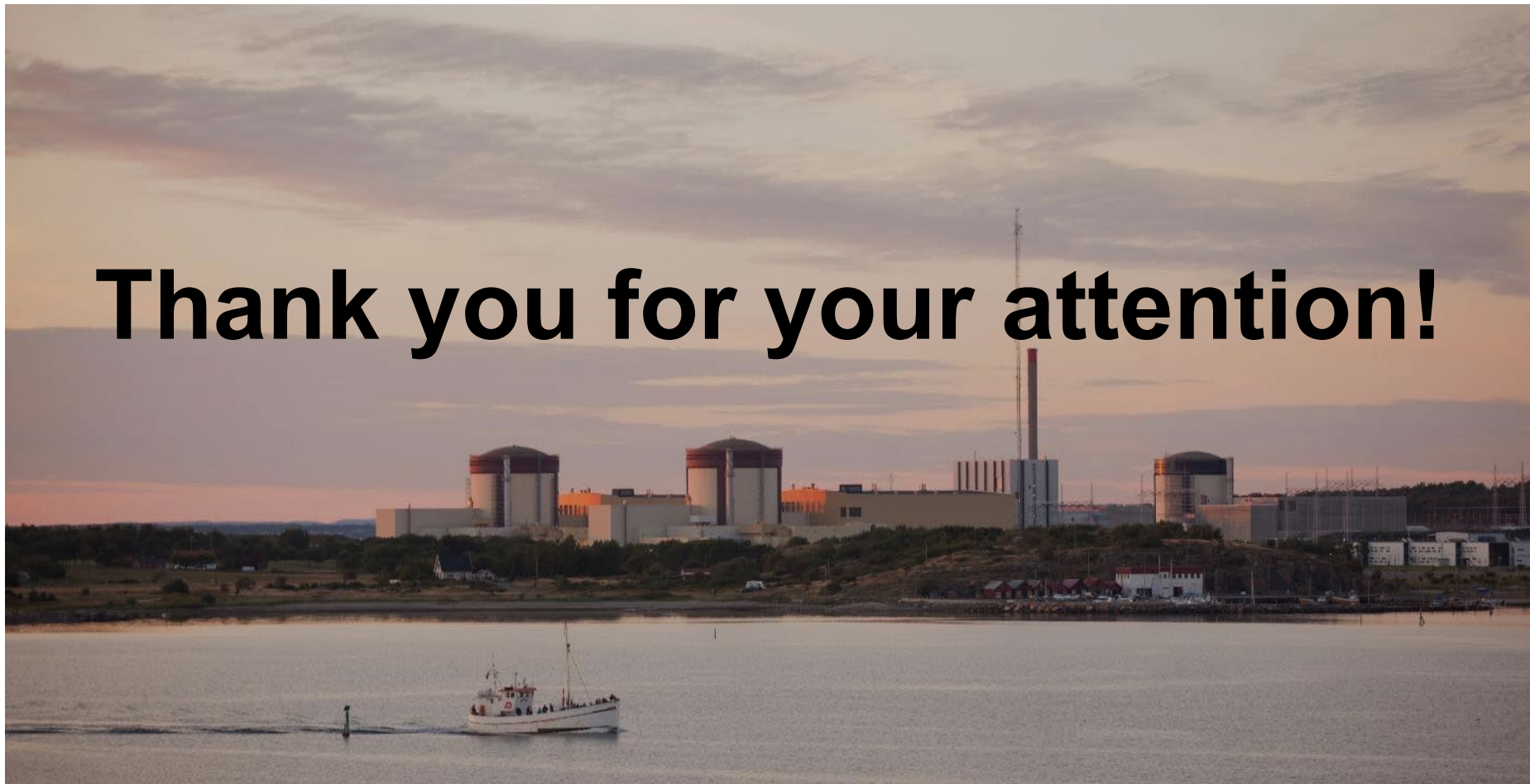
The old stone church in Idd from about year 1100 (near Halden) had more severe damages, but was later restored and used for services again in year 1922



MMI Isoseismals for the Oslofjord Earthquake 1904



Thank you for your attention!



Etablerad praxis för seismisk analys av byggnader på kärntekniska anläggningar i Sverige, metodöversikt och erfarenheter

2022-05-16 Jonas Sandberg/Simon Eliasson Ringhals/AFRY

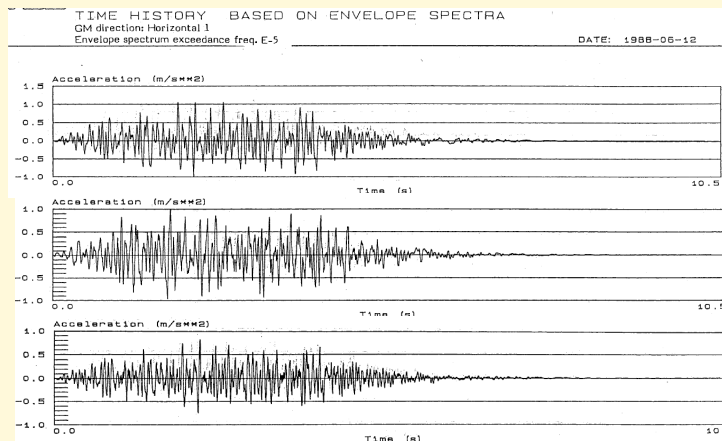
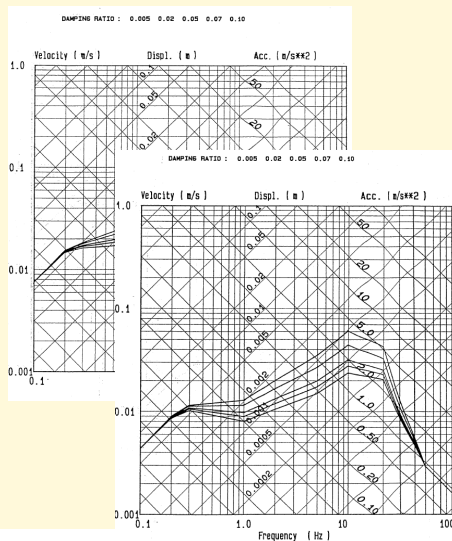
Agenda

- Lastmässigt, hur ser jordbävningsslasten ut
- Last i form av tidshistoria, responsspektra, hur hänger dessa ihop
- Kort om hur sekundära responsspektra tas fram
- Hur används de olika lasterna vid handberäkning, responsspektrumanalys, tidshistorieanalys

Vi utgår från egen erfarenhet. Hur vi utfört bygganalyser på Ringhals/AFRY genom åren.

Jordbävningenslast

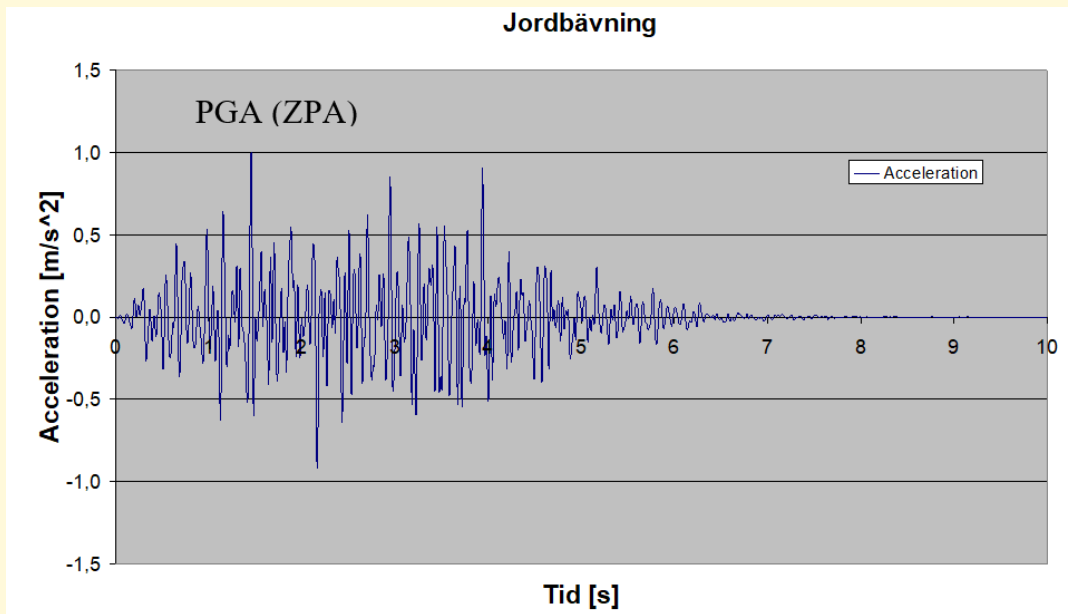
- Från SKI Technical Report 92:3, inte Eurocode 8
- Ger last som markresponsspektra och motsvarande tidshistorier
- Vibrationer i tre riktning, ofta accelerationer



- *PGA (Peak Ground Acceleration) vilket motsvarar responsspektrets ZPA (Zero Period Acceleration) är ca 0.1g*
- *Horisontella riktningarna större än vertikala*
- *Ca 10 sekunder*
- *Frekvenser upp till 50 Hz*

Jordbävningstidshistoria

- Exempel



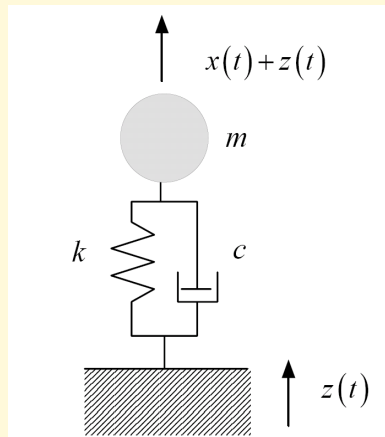
En tidshistoria som skulle kunna vara en verklig jordbävning. I figuren är maximal markacceleration markerad, PGA

Jordbävningstidshistoria

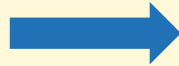
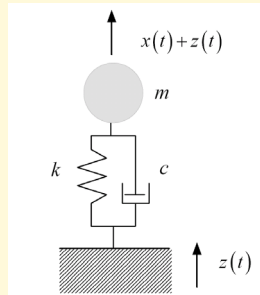
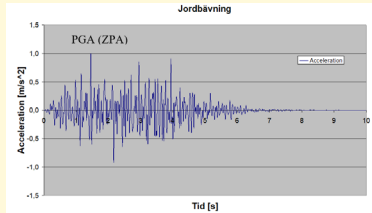
- **Tidssignal ofta svår att tolka, krävande att använda, beräkning krävs, FE-analys**
- **Intressant att veta är:**
 - Maxacceleration – går att se
 - Längd – går att se
 - Frekvensinnehåll – går **ej** att se
 - Vilken respons den ger på en struktur – går **ej** att se
- **Analys av tidssignalen för att se frekvensinnehåll och respons genom tex:**
 - Fourieranalys
 - Responsspektrum, vilket vi ofta jobbar med. Ger bra indikation om responsen i utsatt struktur.

Responsspektrum

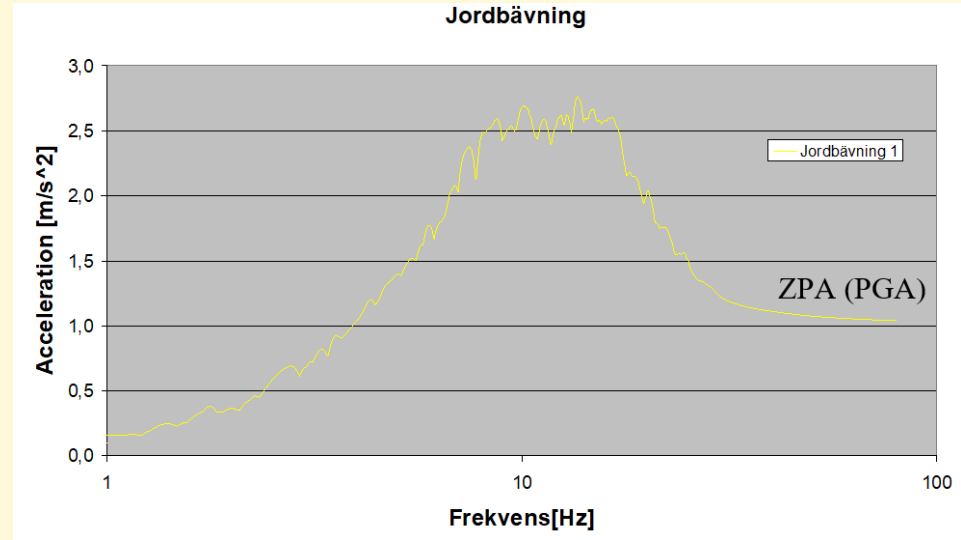
- Beskriver i första hand inte hur en jordbävning ser ut, utan det visar hur en konstruktion påverkas av jordbävningen, visar konstruktionens respons.
- Ett responsspektrum konstrueras genom att man utsätter enfrihetsgradssvängare för jordbävningssignalen
- Enfrihetsgradssvängare med olika frekvenser
- Max acceleration, hastighet eller deformation plottas i en graf



Responsspektrum



Olika
frekvenser

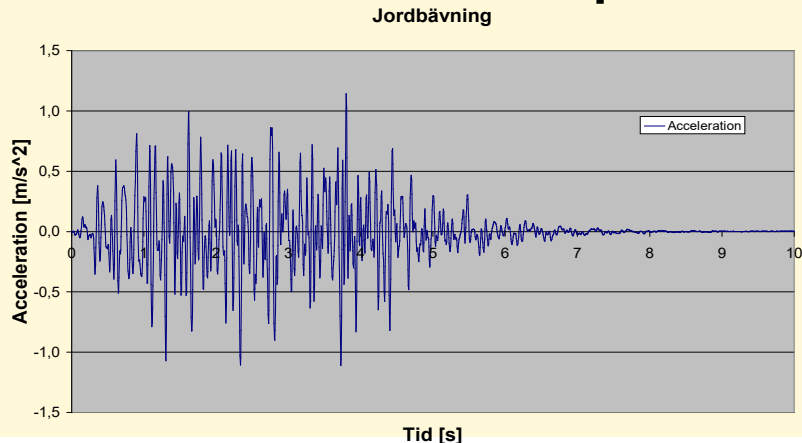


Tidshistorians resulterande responsspektrum.

Ger responsen direkt för en struktur med bestämd egenfrekvens. Ett resultat. Utan tecken.

Markresponsspektrum

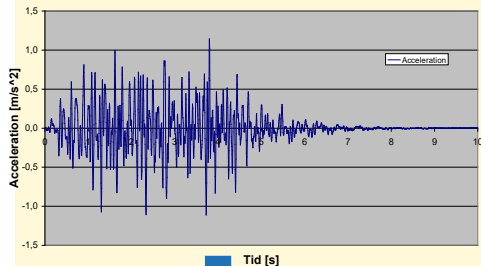
- Kan ibland vara olämpligt att använda responsspektrum
 - Ofta konservativt
 - Ej möjligt vid olinjära analyser
- Därför har vi också skapade tidshistorier som motsvarar det dimensionerande spektrumet



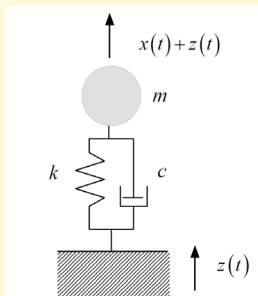
*Syntetiskt framtagen
tidshistoria =
dimensionerande
tidshistoria*

Dimensionerande tidshistoria

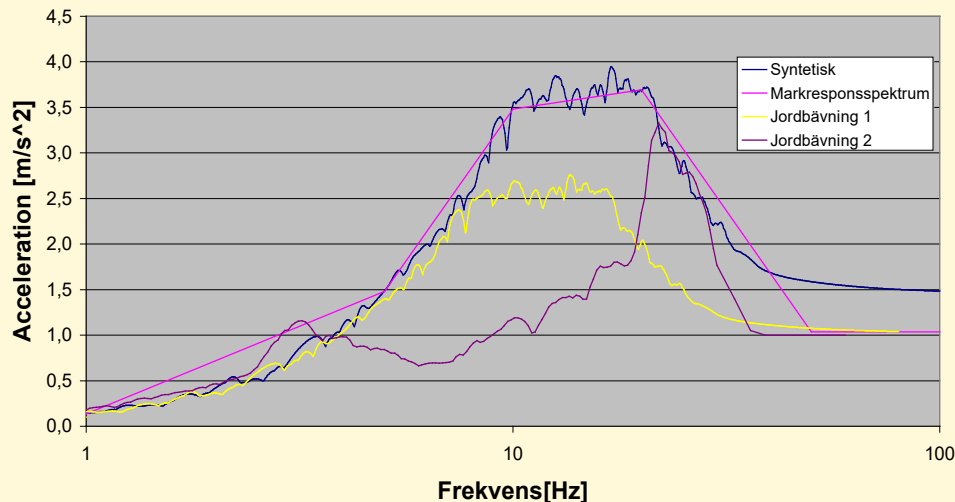
Jordbävning



Tid [s]



Jordbävning



*Tidshistorian skall återge markresponsspektrumet.
Blir aldrig 100% rätt men skall uppfylla vissa krav.*

Val av analysmetod

- **Responsspektrumanalys**

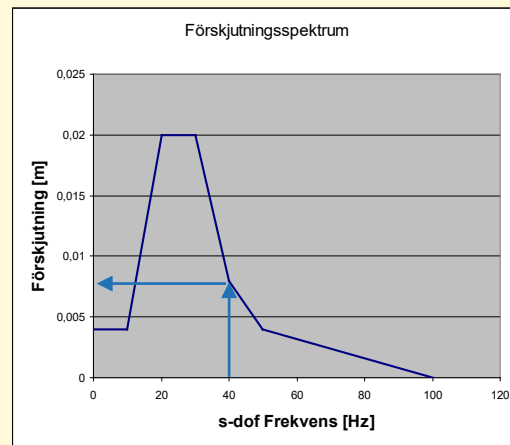
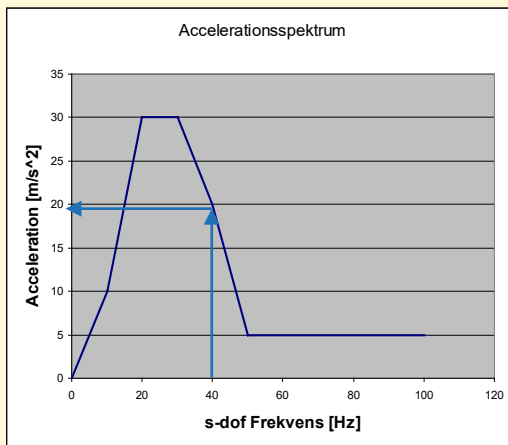
- Vid enkla handberäkningar
- Snabbt att använda, resultat direkt
- Ett resultat utan tecken gör att det blir konservativt
- Tids- och databesparande
- Även vid komplexa hållfanalys, linjärelastiska

- **Tidshistorieanalys**

- Om det krävs noggrannare analyser, mindre konservativa
- Olinjära analyser
- Framtagning av sekundära spektra, golvresponsspektra
- Ibland direktintegrerade analyser, ibland modesuperposition
- Ett resultat för varje tidssteg, mycket data

Handberäkning

- Om du har en enkel struktur som kan approximeras som en enfrihetsgradssvängare, tex konsol så kan man använda responsspektrum direkt.



Responsspektrumanalys med FEM

- **FE-modell: element, massa och randvillkor**
- **Egenmoder och dess aktiverade massa**
- **Laster och resultat**
- **Screening: sektionkrafter och kapacitet**
- **Utvärdering och bedömningar**

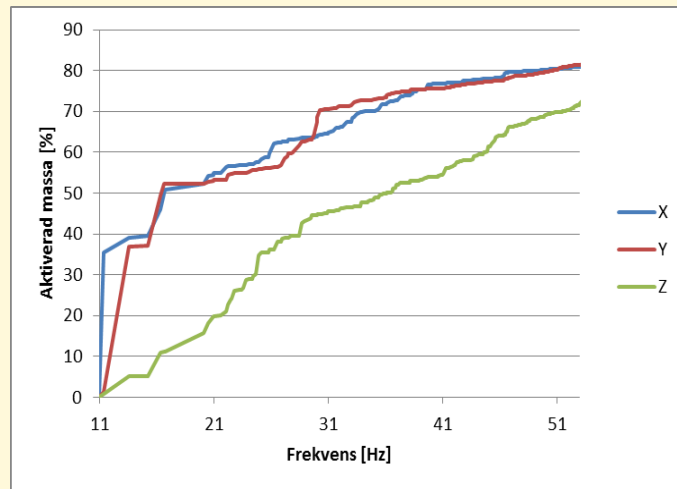
FE-modell: element, massa och randvillkor

- **Främst modellerad med skal- och balkelement**
- **Linjärelastiskt material**
- **Massan i element inkluderar: egenvikt, utrustning och rörliglast**
- **Byggnaden är grundlagd på berg, randvillkor således fixt mot mark**

Egenmoder och dess aktiverade massa

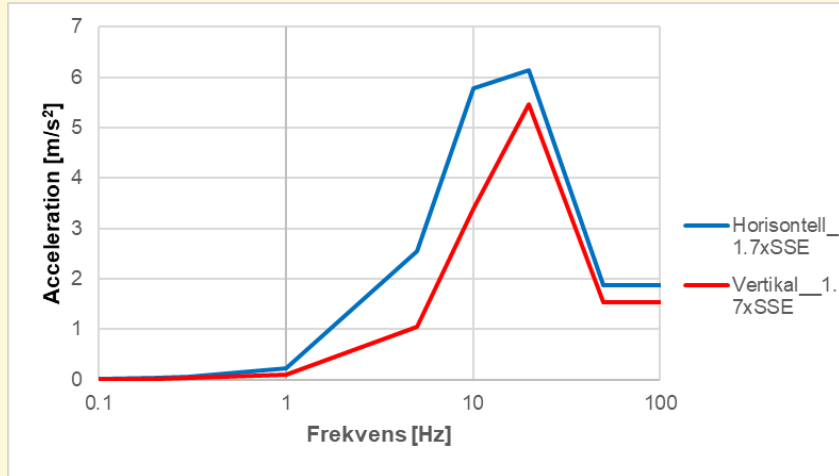
Ett exempel på ett typiskt utfall från en beräkning

- **Mode #1 11 Hz**
- **Aktiverad massa 35 % i X-led**



- **Mode #2 14 Hz**
- **Aktiverad massa 37 % i Y-led**

Laster och resultat



- En statisk analys med z-acceleration 9.81 m/s^2
- Acceleration på varje mode i 3-riktningar
- Resultat beräknas med SRSS
- Sektionskrafter som tas fram är Normalkraft, Tvärkraft och Moment
- Även förskjutningar beräknas

Screening: sektionskrafter och kapacitet

		Capacity M		Capacity V		Actions						Utilization factors		
Name	reinf	M _{rd max}	M _{rd min}	V _{Rd,uk}	V _{Rd,ök}	M _{max}	M _{min}	N _{Mmax}	N _{Mmin}	V _{max}	N _{Vmax}	M _{max}	M _{min}	V _{max}
1.00	x	163	251	204	236	190	450	0	0	1074	0	1.16	1.79	5.27
1.00	y	301	240	250	231	239	580	0	0	1287	0	0.80	2.42	5.57
2.00	x	255	309	259	259	189	363	188	0	1568	0	0.83	1.21	6.05
2.00	y	297	297	231	231	194	259	0	0	1146	179	0.73	0.90	4.96
3.00	x	354	354	277	277	277	222	0	0	1220	0	0.86	0.64	4.40
3.00	y	342	354	270	248	281	242	300	0	1347	212	0.90	0.70	5.42
4.00	x	183	183	205	205	55	90	0	0	357	0	0.35	0.51	1.74
4.00	y	183	183	205	205	99	144	0	0	844	0	0.63	0.83	4.12
5.00	x	191	209	206	206	19	15	128	48	65	128	0.12	0.08	0.32
5.00	y	770	742	287	287	92	102	358	509	292	585	0.14	0.14	1.02
6.00	x	119	119	178	178	42	62	0	0	277	0	0.41	0.54	1.55
6.00	y	119	119	178	178	37	35	0	0	180	0	0.36	0.31	1.01
7.00	x	150	175	195	195	43	48	382	277	265	277	0.33	0.29	1.36
7.00	y	206	101	153	153	42	126	145	580	191	606	0.23	1.29	1.25
8.00	x	40	121	171	180	5	6	0	34	19	41	0.14	0.05	0.11
8.00	y	40	79	142	152	0	21	0	255	14	255	0.00	0.27	0.10

- Screening görs i Excel med konservativa antaganden
- Rödmarkerade i tre sista kolumnerna behöver utvärderas vidare

Utvärdering och bedömningar

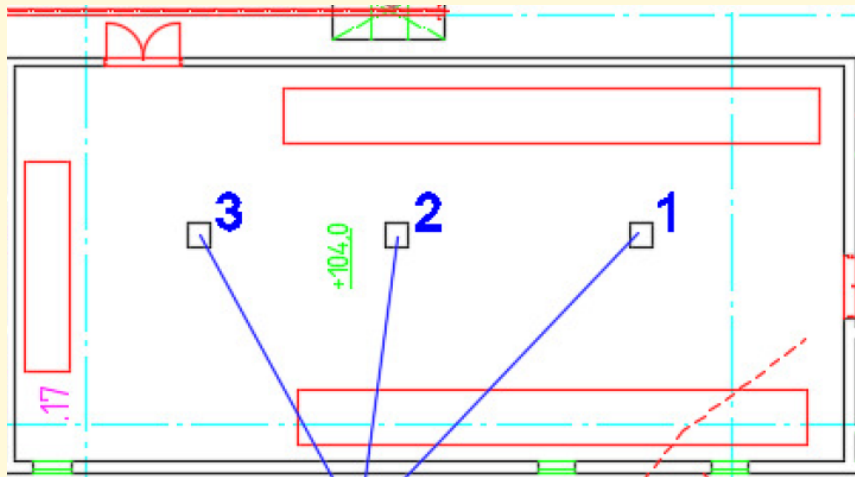
**Resultatet utvärderas som om lasten var statisk.
Vanliga regler om omfördelning och reduktion
nära stöd kan användas.**

Tvärkraftsöverskridande

- **Är det nära stöd?**
- **Kan kraften omfördelas?**
- **Finns det extra armering i området?**

Exempel på tidshistorieanalys

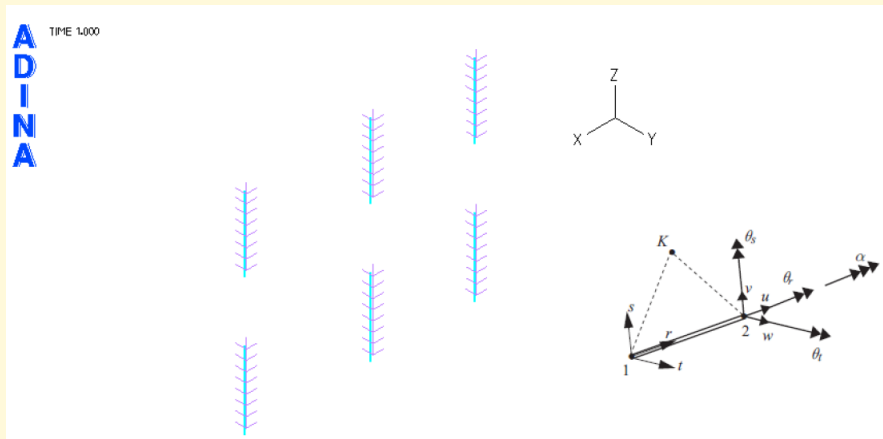
- Pelare i Elbyggnaden



Tre pelare på två
våningsplan

Exempel på tidshistorieanalys

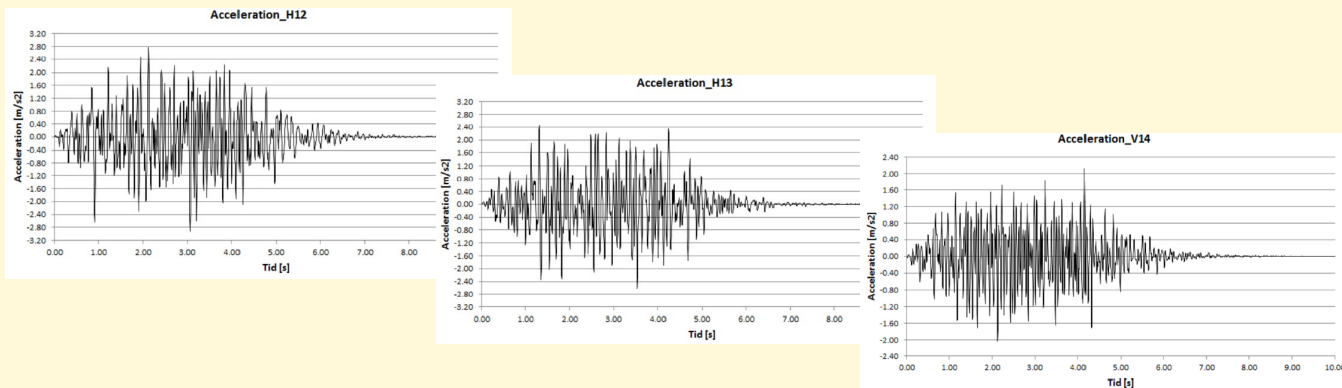
- Snittkrafter i 6 riktningar



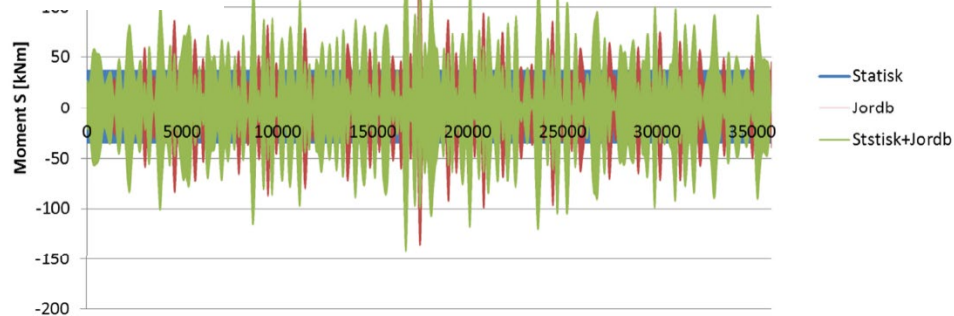
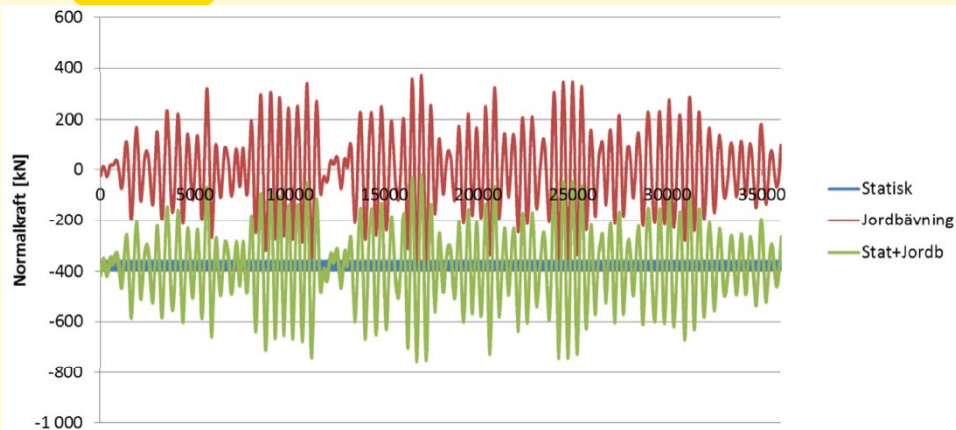
Antal element = $8 \cdot 6 = 48$
Antal snittkrafter ca 300

Exempel på tidshistorieanalys

- Modesuperpositionsanalys (kunde varit direktintegrerat)
- Tidssteg 0.0005 s, 20 000 steg ger 10 sekunder
- Resultat vid vartannat tidssteg. Inte hela 10 analysen
- Modesdämpning 7% (en anledning till att använda modesuperposition)

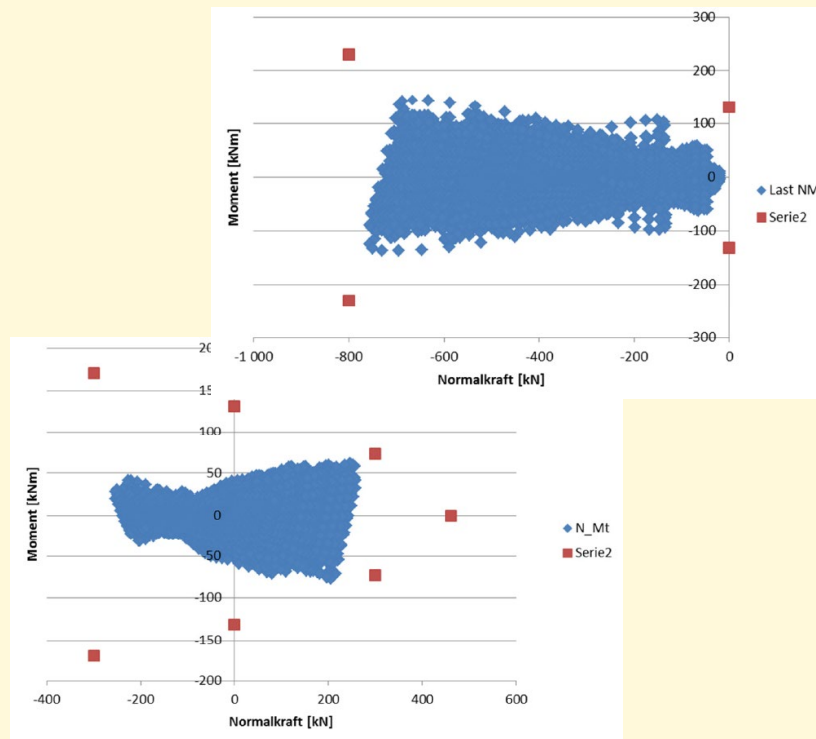
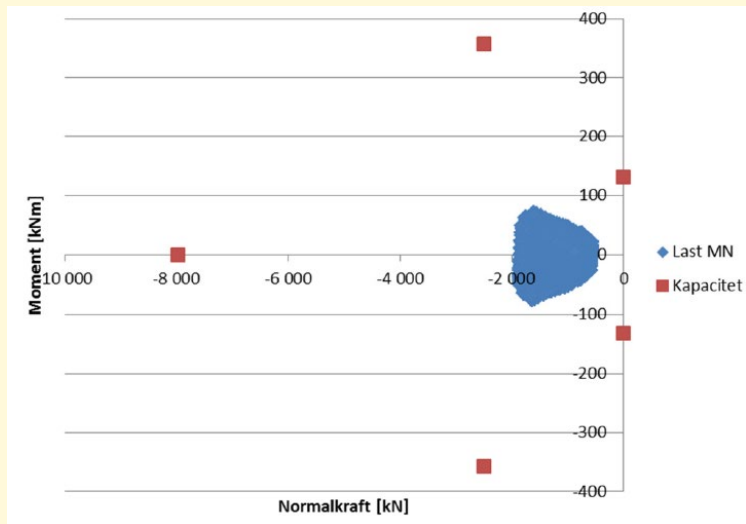


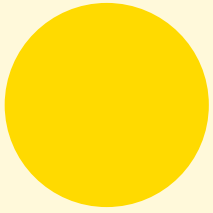
Exempel på tidshistorieanalys



Exempel på tidshistorieanalys

Plotta resultaten i ett interaktionsdiagram





Slut!

Frågor?

Förenklat angreppsätt att bedöma seismisk tålighet för byggnader och strukturer innehållande kritisk utrustning - Metodöversikt och erfarenheter

Workshop - Energiforsk
Stockholm 2022-05-16

Erik Hansson OKG/TMP

Agenda

Seismisk respons av en byggnadskropp

En frihetsgradsystemet/spektra/rörelse

Praktiska tillämpningar

Svagheter och styrkor att leta efter

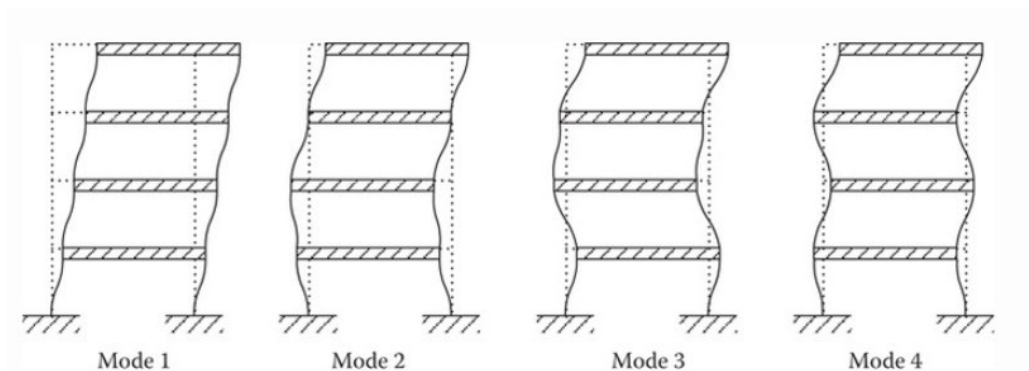
Läsvärt

Summering

Seismisk respons av en byggnadskropp



Translationsmoder x,y
och z led

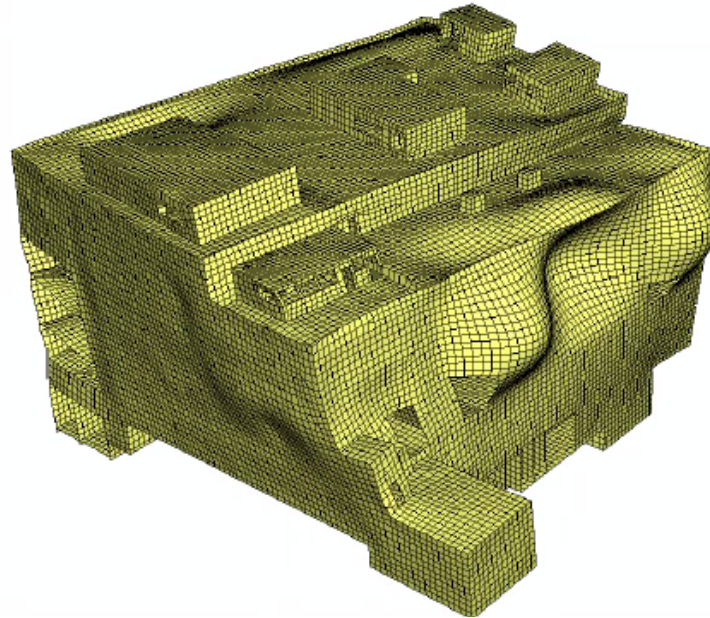


Typiskt ligger första egenmod på omkring
7-10 Hz för säkerhetsklassade byggnader

Seismisk respons av en byggnadskropp



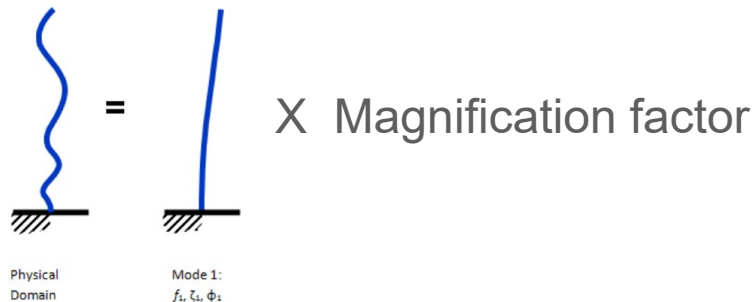
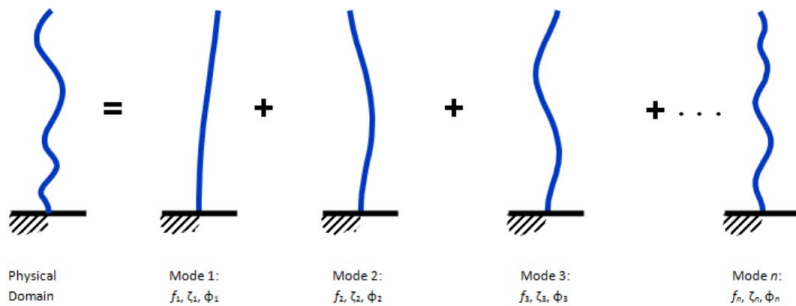
Rotationsmoder



Typiskt ligger rotationsmod på omkring 15 Hz för säkerhetsklassade byggnader

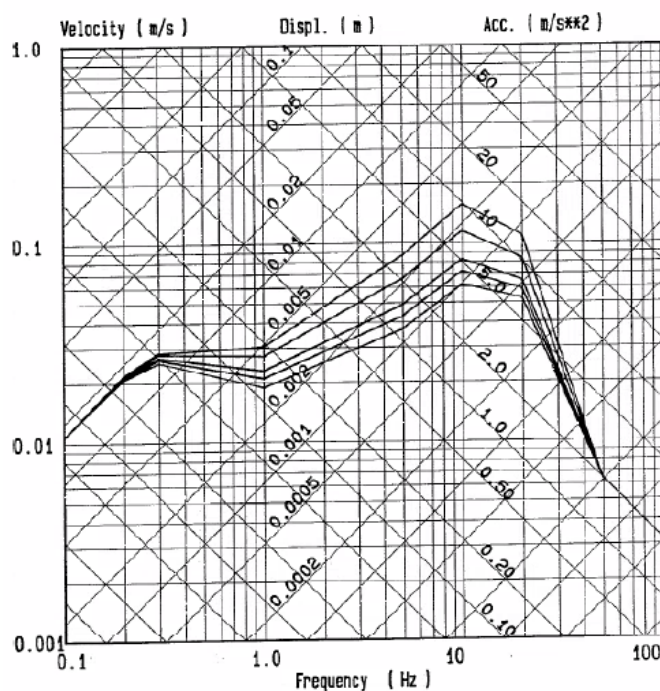
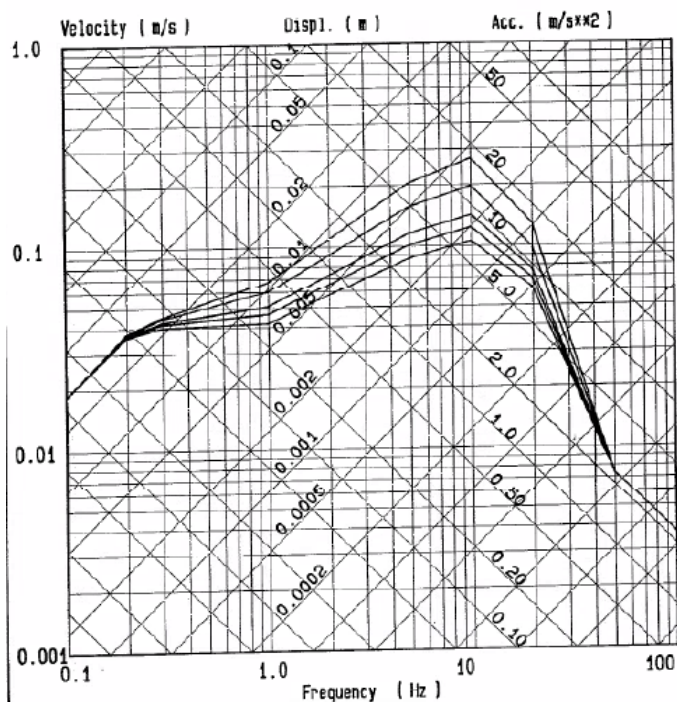
Seismisk respons av en byggnadskropp

Förenkling



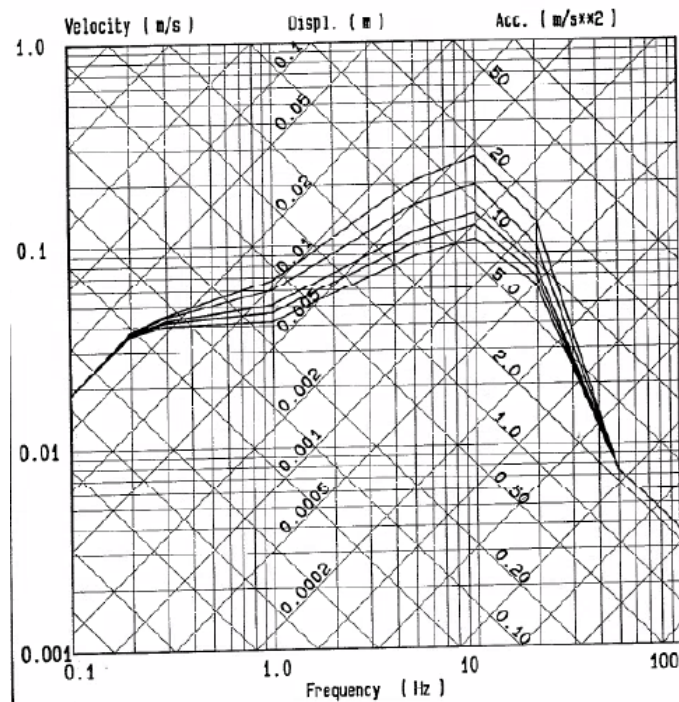
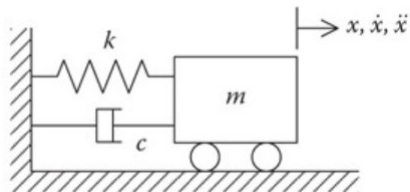
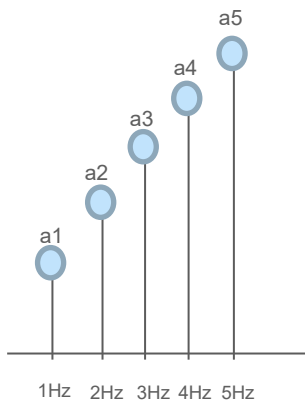
En frihetsgradsystemet/spektra/rörelse

Spektras uppbyggnad, SKI 92:3



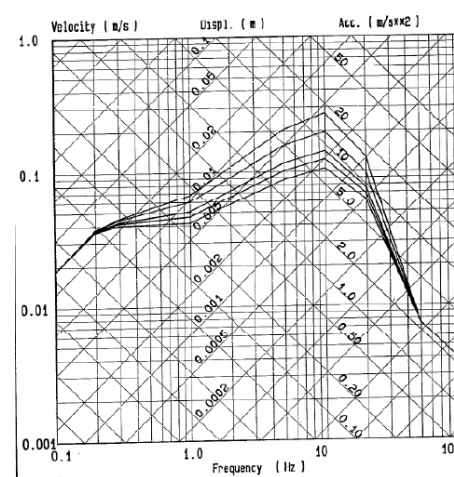
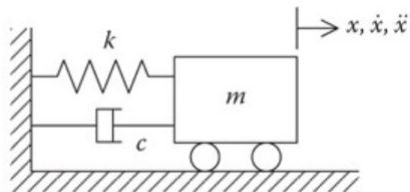
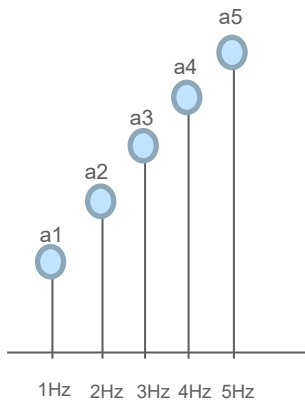
En frihetsgradsystemet/spektra/rörelse

Spektras uppbyggnad



En frihetsgradsystemet/spektra/rörelse

Maximal utsvängning

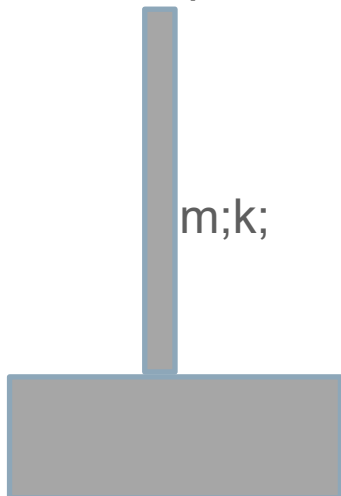


$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \omega = 2\pi f \quad a = \omega^2 x$$

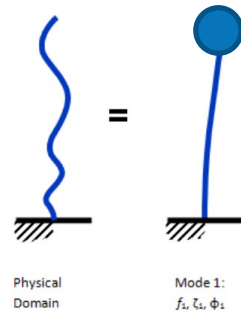
$$x = \frac{a}{\omega^2}$$

Avgränsningar för att möjliggöra generalisering

Exempel, kraftdomän



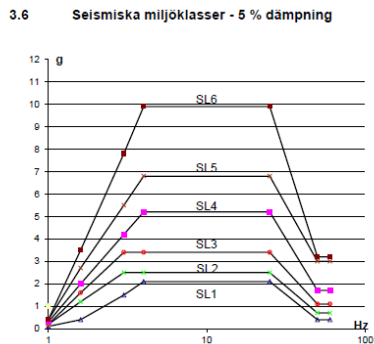
$m; k;$



X Magnification factor 1,5

$k = 3EI/L^3$, L höjd till masspunkt ca 2/3 av höjd

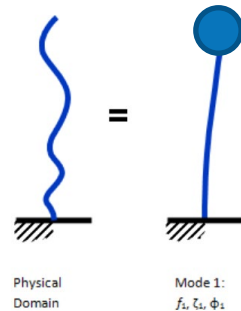
$F = m \cdot a_{max} \cdot 1,5$ verkande i masspunkt



Avgränsningar för att möjliggöra generalisering

Exempel, rörelsestyrt

$m; k;$



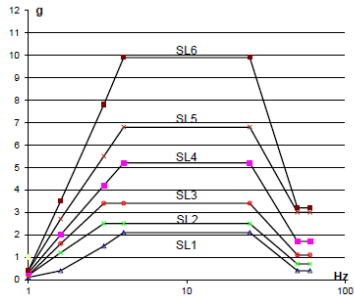
$k=3EI/L^3$, L höjd till masspunkt ca $2/3$ av höjd

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \omega = 2\pi f \text{ ger egenfrekvensen}$$

$x = \frac{a}{\omega^2}$ ger maximal utsvängning i masspunkt

Kontroll av resulterande spänningar mot framräknad deformation

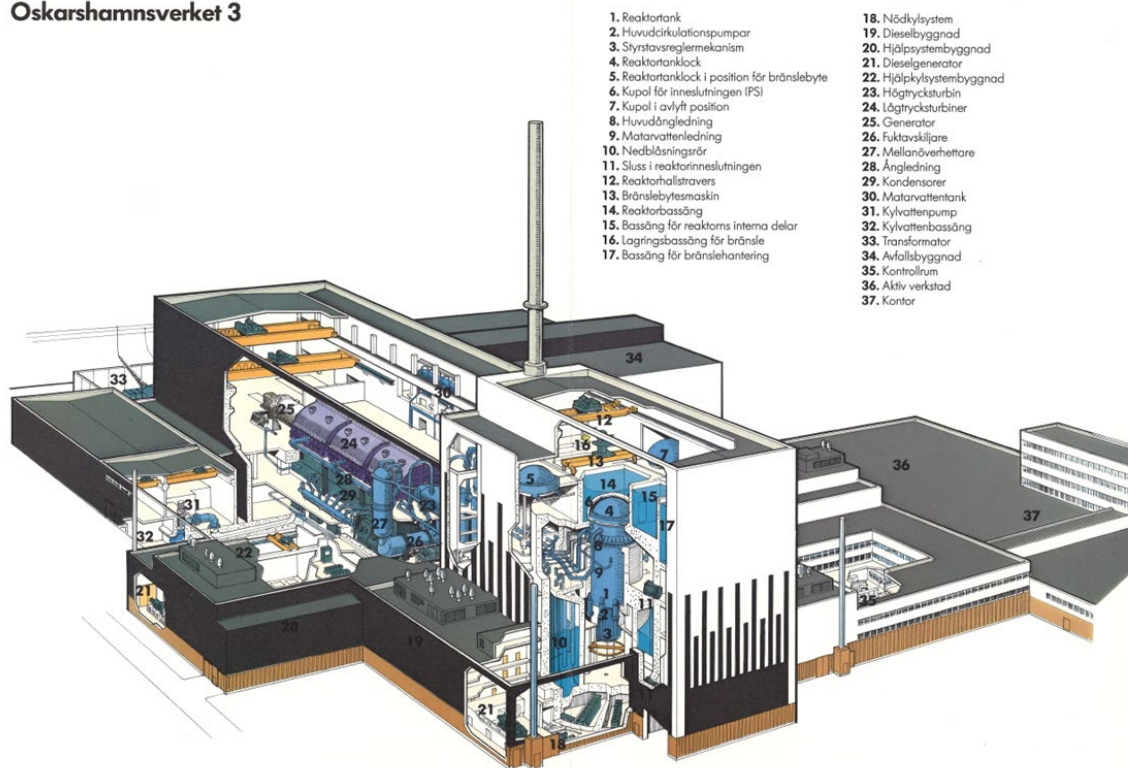
3.6 Seismiska miljöklasser - 5 % dämpning



Praktiska tillämpningar

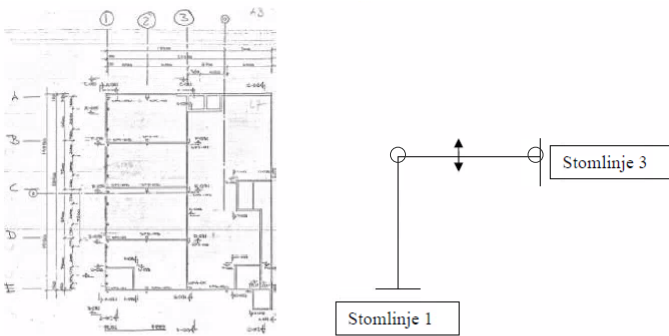
Servicebyggnad OKG 3

Oskarshamnsverket 3

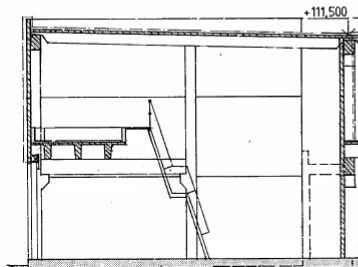


Praktiska tillämpningar

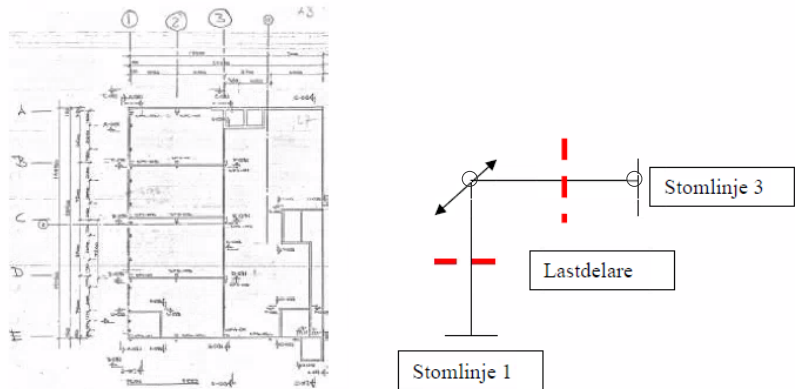
Servicebyggnad OKG 3



Figur 8 Beskrivning av lastupptagandesystem under vertikal seismisk belastning.



Figur 9 Snitt AA ur 3s-12-006 beskrivande prefabstommens uppbyggnad

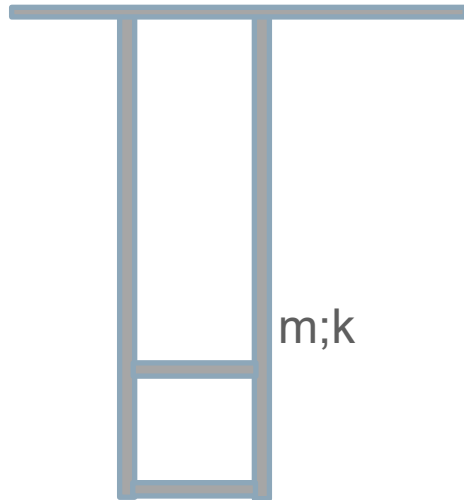


Figur 12 Beskrivning av lastupptagandesystem i horisontalled vid seismisk belastning.

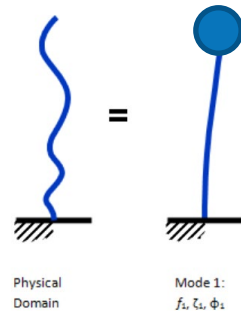
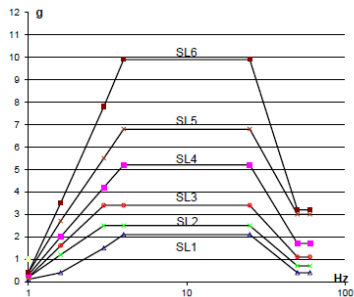
Avgränsningar för att möjliggöra generalisering

Exempel Stativinfästning

kraftdomän



3.6 Seismiska miljöklasser - 5 % dämpning



X Magnification factor 1,5

$k=3EI/L^3$, L höjd till masspunkt ca 2/3 av höjd

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \omega = 2\pi f \text{ ger egenfrekvensen}$$

$F= m \cdot a_{max} \cdot 1,5$ verkande i masspunkt

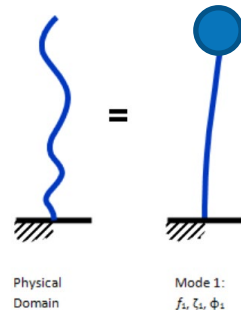
Detta angreppssätt gav överlast och behov av stagning i aktuellt fall

Avgränsningar för att möjliggöra generalisering

Exempel stativinfästning,
rörelsestyrt



$m; k;$



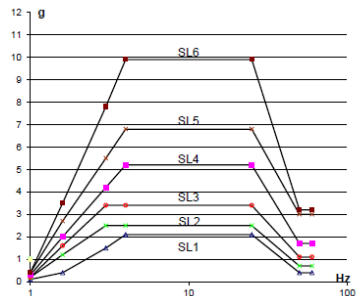
$k=3EI/L^3$, L höjd till masspunkt ca 2/3 av höjd

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \omega = 2\pi f \text{ ger egenfrekvensen}$$

$x = \frac{a}{\omega^2}$ ger maximal utsvängning i
masspunkt

Låga spänningar och inget behov av stagning

3.6 Seismiska miljöklasser - 5 % dämpning



Svagheter och styrkor att leta efter

God motståndskraft fås genom

God grundläggning

Strukturell enkelhet

Jämn lastkapacitet och styvhet styvhet

God lastupptagningsförmåga i plan

God rotationsstyvhet

Svagheter

Veka våningsplan

Undermålig grundläggning

Byggnadskroppar utan erforderlig dilatation

För och nackdelar

Positivt

Enkelhet

Snabbhet

Översikt

Förståelse

Värdering

Tålighet

Konservatism

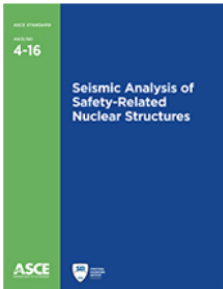
Negativt

Detaljer

Små möjligheter att generera sekundärresponsspektra för komponentverifiering

Konservatism kan leda till överlast

Desto komplexare/varierad byggnad ju svårare med förenklingar



Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures

American Society of Civil Engineers

ASCE/SEI 4-16 | Book set: [ASCE 4](#) | ISBN (print): 9780784413937 | ISBN (PDF): 9780784479988



Seismic Analysis of Safety-Related Nuclear Structures and Commentary

American Society of Civil Engineers

ASCE 4-98 | Book set: [ASCE 4](#) | ISBN (print): 9780784404331 | ISBN (PDF): 9780784470497

Summering

Goda möjligheter finns att värdera tåligheten hos byggnader eller byggnadsdelar med säkerhetskritisk utrustning för seismisk last genom att nyttja förenklade angreppssätt och förenklingar. För att förenklingen skall vara möjlig behöver antaganden om strukturens lastupptagande system göras vilka i sin tur ger kvalitén på bedömningen.

Val av analysmetod bör styras av behovet i aktuellt fall.

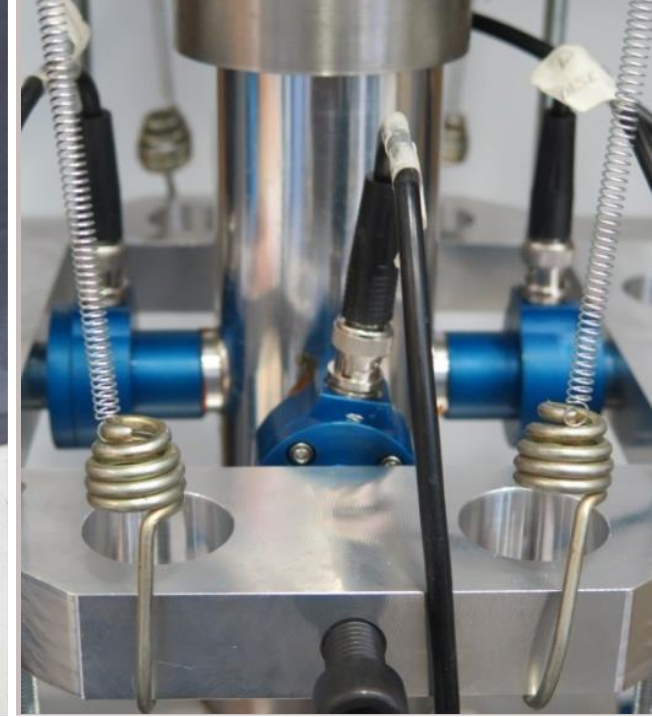
Erfarenheter från jordbävnings- provning och analys för seismisk kvalificering av utrustning

RISE Research Institutes of Sweden

Martin Olofsson

Kemi och Tillämpad Mekanik

martin.olofsson@ri.se



RISE Research Institutes of Sweden

- State-owned research institute with a mission to be a strong innovation partner to corporations and society
- 2700 employees offer unique expertise in a wide range of knowledge and application fields (1/3 with a PhD)
- 100 testbeds and demonstration facilities

Short facts about RISE Applied Mechanics

- 50 researchers, engineers, technicians and admin staff
- Node for solid and structural mechanics inside RISE
- Large experimental & simulation capabilities
- Unique capacity for accredited seismic testing

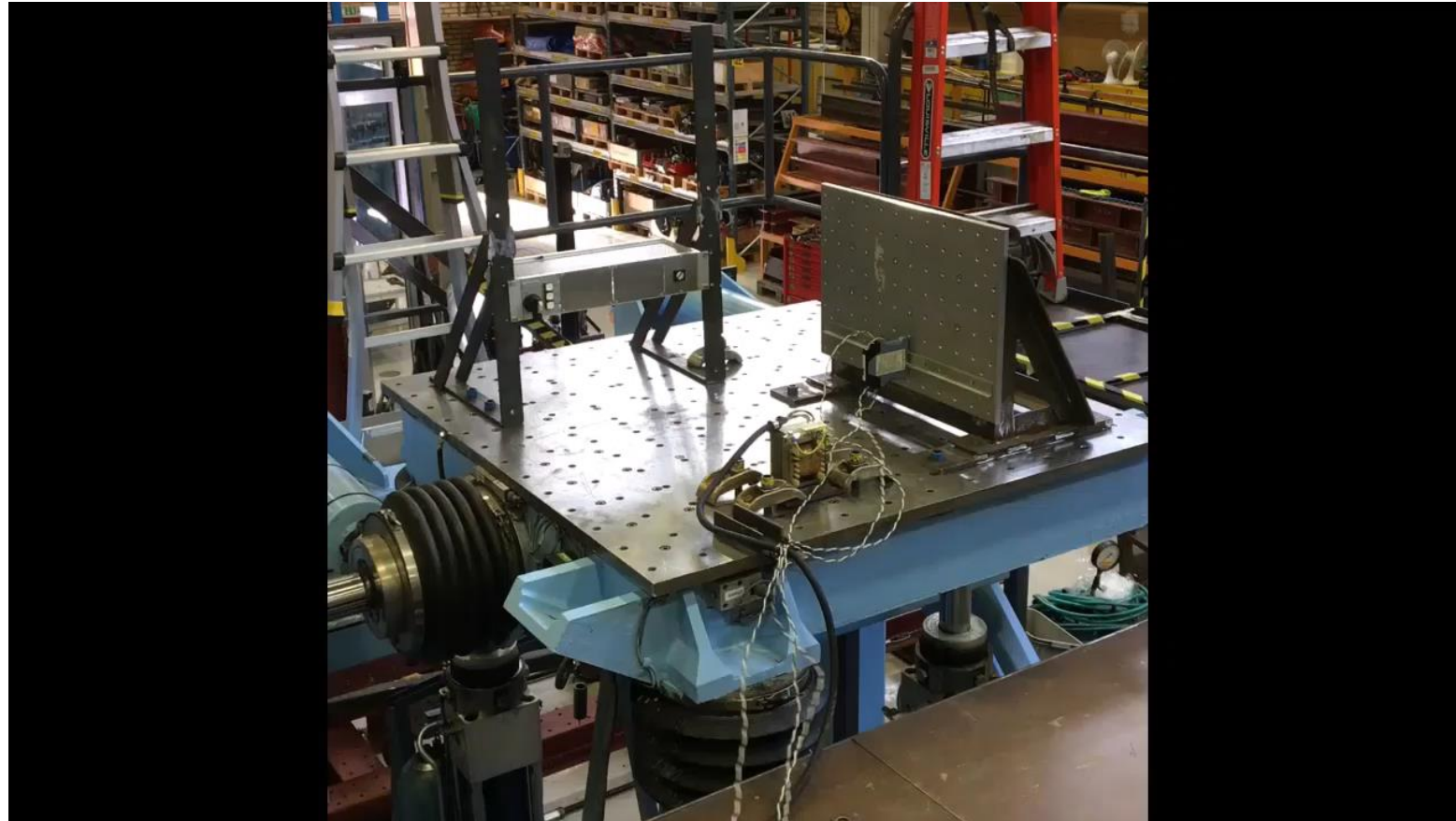


Example of
load frame for
material
testing

Max force
1.2 MN

Seismic qualification of safety-critical systems and equipment

- RISE performs seismic testing of
 - Nuclear power plant equipment
 - Electricity transmission systems
 - Telecom and network equipment
 - RISE has a PLC system for detection of contact bounce in relays or switches
- Rigorous standards framework exists
 - IEC, IEEE, Telcordia
- Other products also have demand
 - Building and interior components



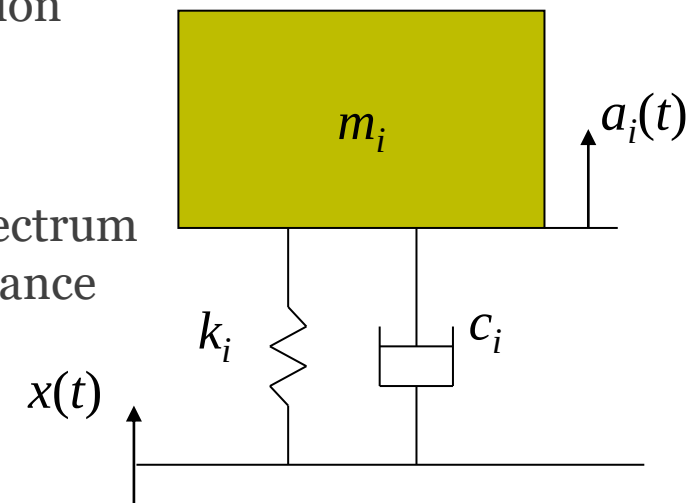
Accredited test methods

- IEC/IEEE 60980-344:2020 Nuclear facilities – Equipment important to safety – Seismic qualification
- IEEE Std 693:2005 IEEE Recommended Practice for Seismic Design of Substations
- IEC 60068-2-57:2013 Test Ff: Vibration – Time-history and sine-beat method
- IEC 60068-3-3:2019 Supporting documentation and guidance - Seismic test methods for equipment
- IEC 60255-21-3:1993 Vibration, shock, bump and seismic tests on measuring relays and protection equipment - Section 3: Seismic tests
- Telcordia GR-63-CORE NEBS™ Requirements: Physical Protection

Seismic vibration severity

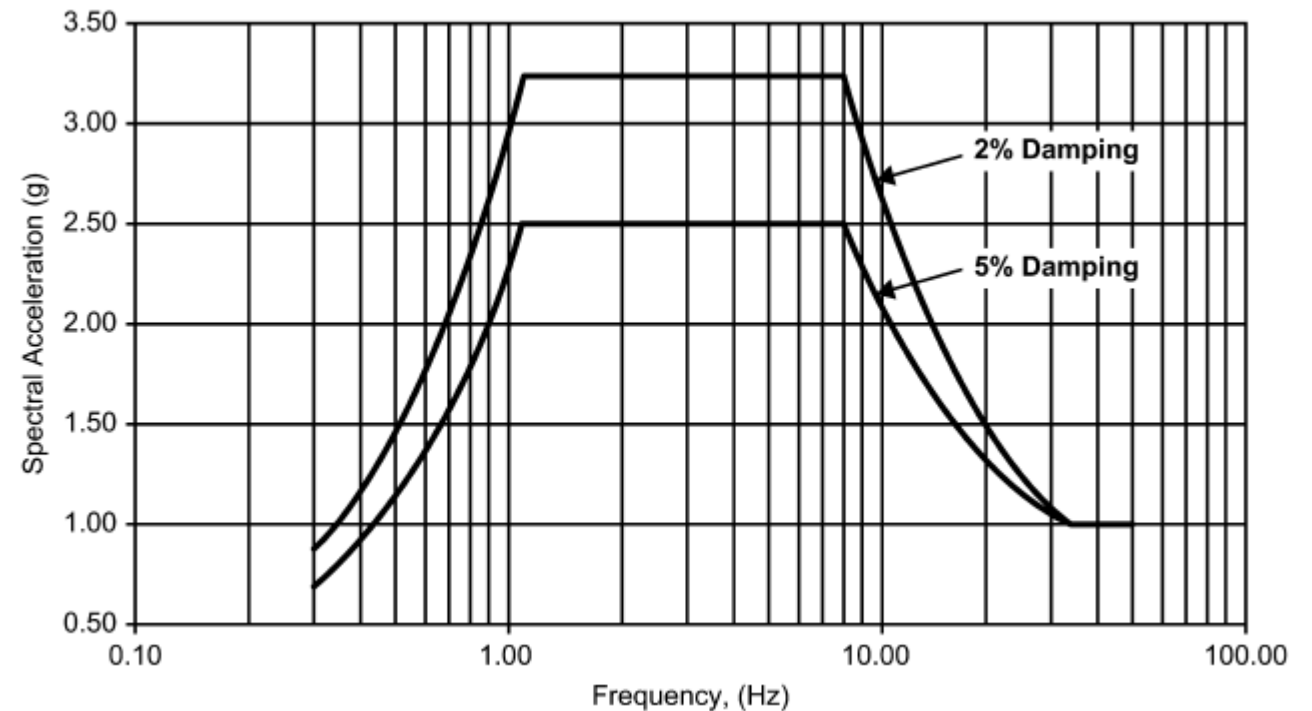
- Triaxial vibration with uncorrelated random, multi-frequency time series
 - Biaxial and single-axis testing is acceptable in most cases.
 - Random multi-frequency is motivated by the random nature of earthquake vibration
 - Alternatives are allowed, like sine sweep or sine beats
 - Measured true earthquake records not suitable
- Test vibration requirement is described as required response spectrum (RRS)
 - Vertical vibration can have different RRS than horizontal vibration
 - A test run is always about 30 s. Full power during at least 15 s.

principle for response spectrum
- simple model of a resonance



High performance level RRS from IEEE std 693

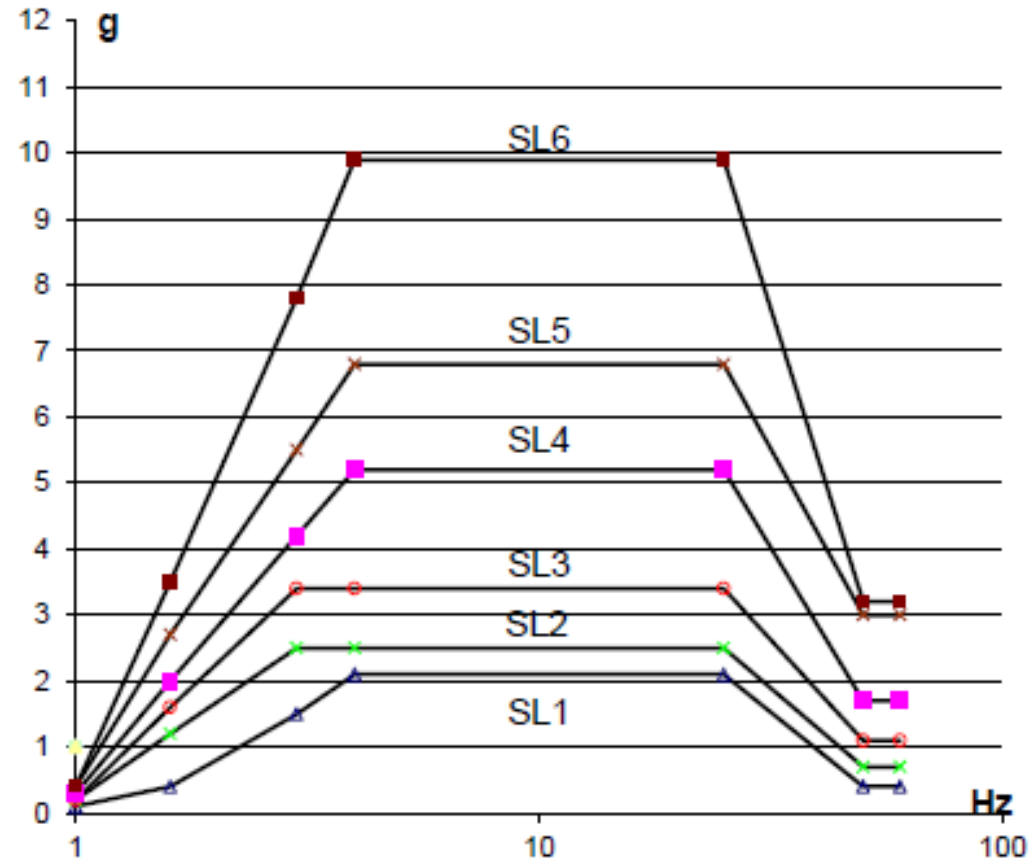
- High performance level is toughest and mostly used, in IEEE std. 693, with RRS level at 2.5 g in the strong part (1.1-8.0 Hz) and 1.0 g ZPA.
- Vertical RRS is 80% of above
- For installations with flexible support structure, equipment shall be qualified to $2.5 \times \text{RRS}$ to count for potential dynamic amplification of the input acceleration
- Only triaxial testing is recognized in the current 2018 issue



Generic levels from KBE EP-147

- Biaxial or triaxial independent multifrequency test.
- Same level in all directions
- Unique set of requirements when considering the wide frequency range of the strong part of the spectrum (up to 25 Hz)

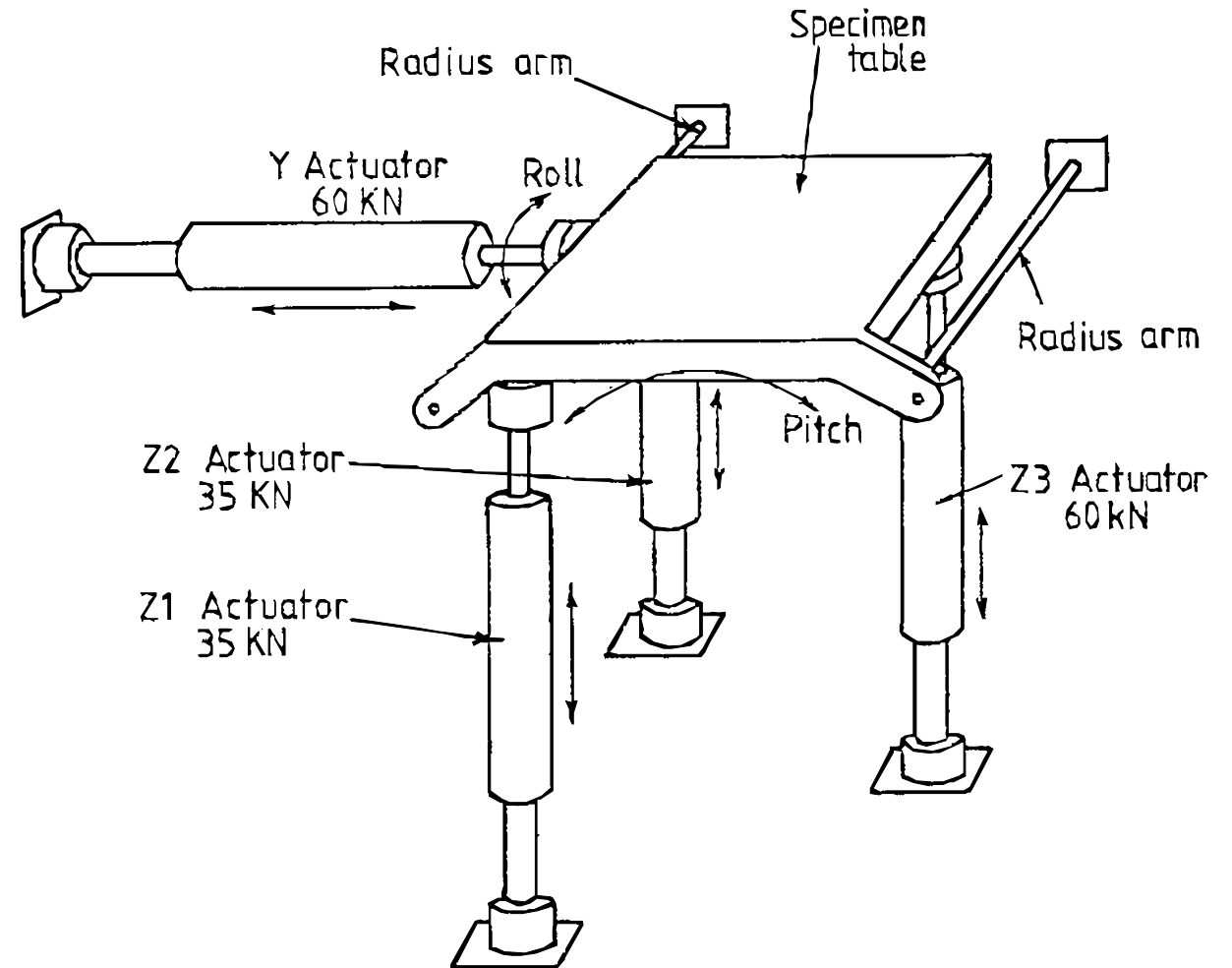
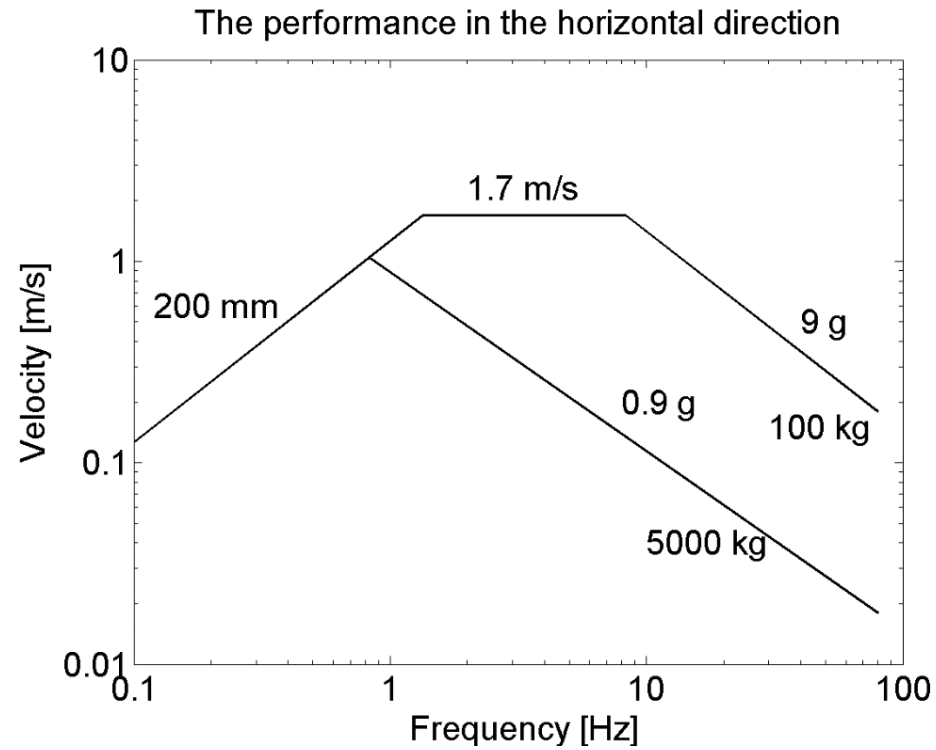
Seismic environmental classes - 5 % damping



Response spectrum-equivalent time records

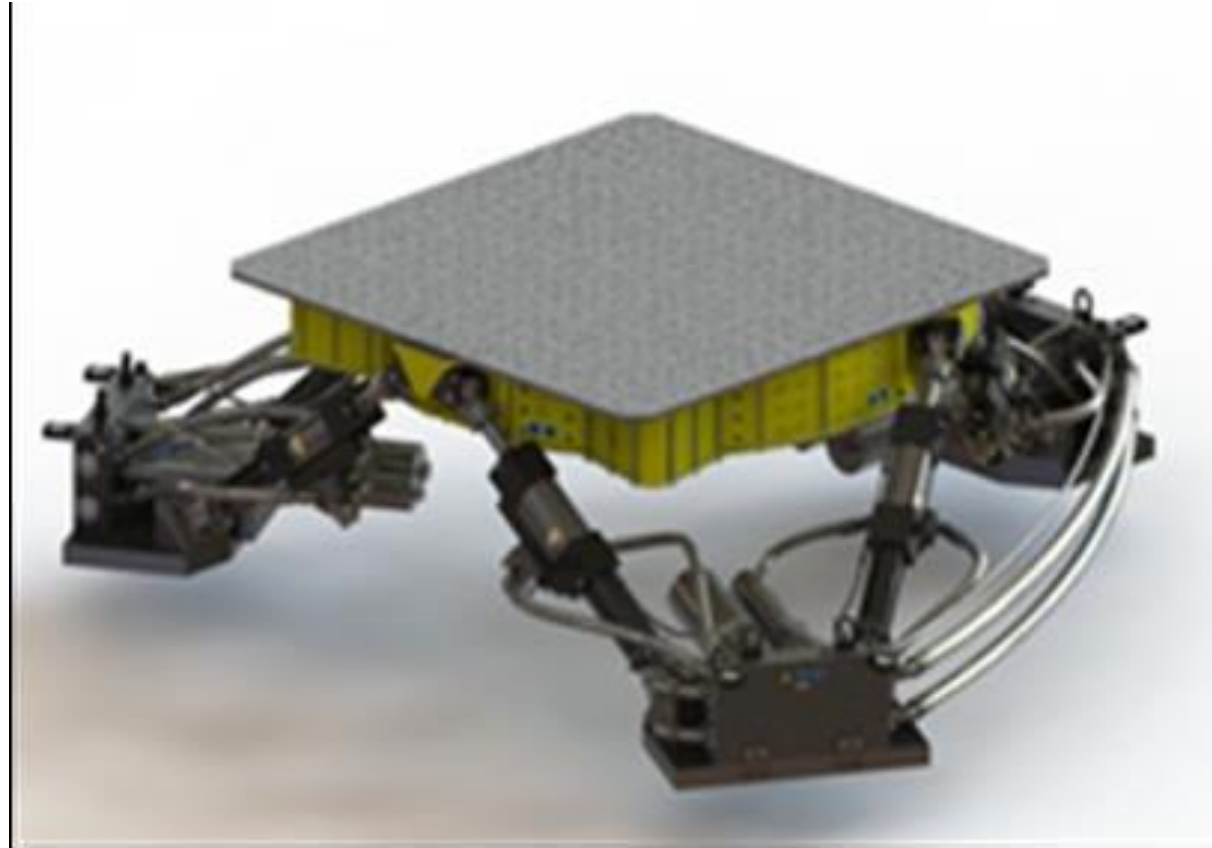
- Earthquake test run records are developed with superposition of many sine waves with frequencies distributed every $1/12$ octave over the excitation range
- A realization of a true stationary random process is achieved through randomized phase angles of each sine wave
- For biaxial or triaxial excitation the individual time record, for one direction, need to be independent of other records
 - Each record has unique randomization of phase angles
 - Frequency points are shifted by a small frequency value
- In case of physical testing with servo-hydraulic shake table, a final step makes sure that the rig drive signals make the table move in accordance with the synthesized rig target

RISE shake table



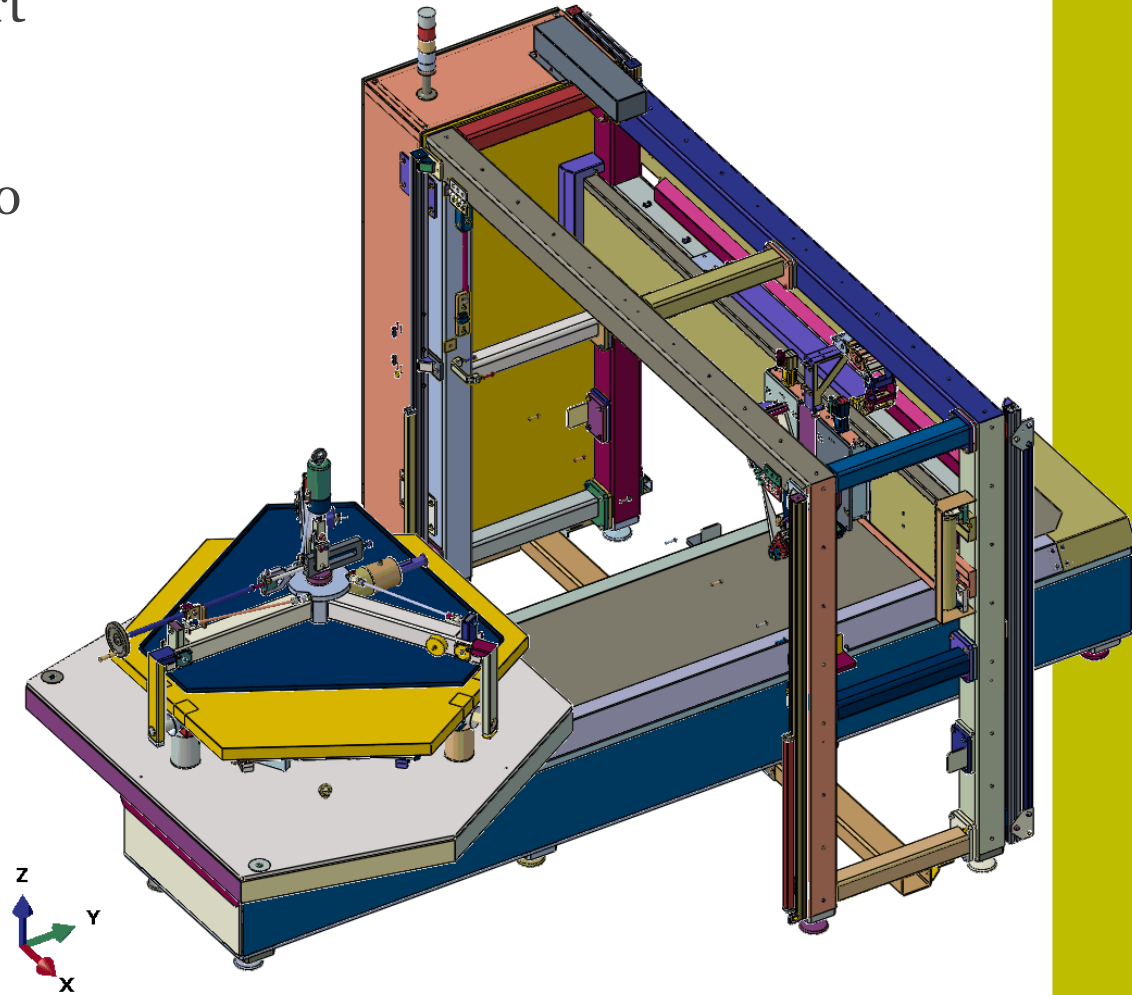
New RISE shake table?

- 2-tons -> 5 tons
- 4 DOF -> 6 DOF
- Biaxial -> triaxial
- keeping same displacement and acceleration capabilities
- Requests exist but not in enough volume – can you contribute?



Qualification by Analysis

- RISE has offered seismic analysis support to Fagertröm Industriekonsult, in the development of a mirror cleaning plant for the next Extremely Large Telescope to be built in Chile by European Organisation for Astronomical Research in the Southern Hemisphere (ESO)
- Modal Response Spectrum analysis according to Eurocode 8



Derivation of Secondary Response Spectra

- Attractive to use random data and a probabilistic viewpoint
- There is a one-to-one relation between a Response Spectrum and a Power Spectral Density of a random process
 - The expected response spectrum values depend on process observation length (higher extreme values observed the longer observation time)
 - With observation length typical for one earthquake, the variance of expected maximum is high (like in real earthquakes)
- Simple relation between PSD matrix of ground motion and PSD matrix of response in a linear primary structure
 - PSD input is diagonal for independent excitations in the different directions
 - PSD response has more populated matrix containing also correlation between outputs, caused by the eigen-modes, a correlation that should be reflected in an excitation description for a secondary structure

Research at RISE Building and Infrastructure group

- RISE Chemistry and Applied Mechanics has a research group on Building and Infrastructure
<https://www.ri.se/sv/vad-vigor/expertiser/research-at-building-and-infrastructure-group>
- PhD Michele Godio has research experience in masonry buildings and effects from earthquakes, also from experiments with scaled buildings,
https://www.researchgate.net/publication/334108347_Experimental_and_Numerical_Assessment_of_the_Seismic_Performance_of_a_Half-Scale_Stone_Masonry_Building_Aggregate
- Any requests on scaled building experiments?





Direct Finite Element Method for Seismic Soil(Rock)-Structure Interaction

Solna, 2022-05-16

Arnkjell Løkke

Senior Engineer, Norwegian Geotechnical Institute (NGI)

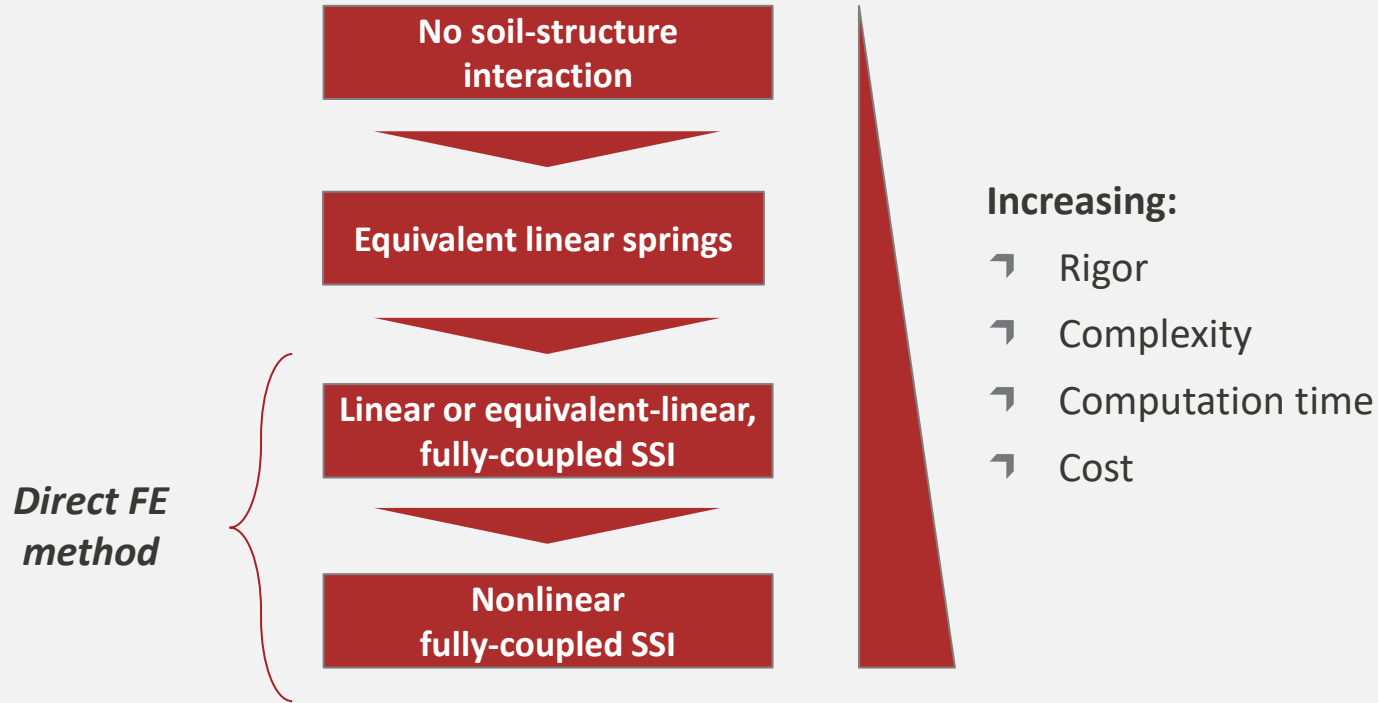
Outline

- **Methods of analysis**
- **Requirements for direct method**
- **Free-field motion**
- **Other considerations**

Outline

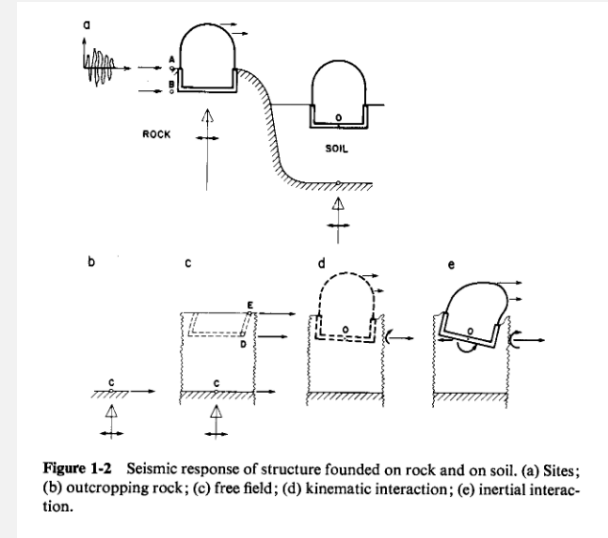
- **Methods of analysis**
- **Requirements for direct method**
- **Free-field motion**
- **Other considerations**

Types of dynamic soil-structure interaction analyses



Motivation – why do dynamic SSI analyses?

- More realistic representation of the system
 - Presence of the structure affects earthquake motion in the soil (kinematic interaction)
 - Presence of soil affects vibration of the structure (inertial interaction)
- (Often) a significant source of reserves in design calculations
 - Important for structures to be designed for extreme loading events (e.g. $\geq 10,000$ year RP earthquakes)
 - Most significant for soft soils, but can also be important for rock sites (especially with low-moderate V_s)

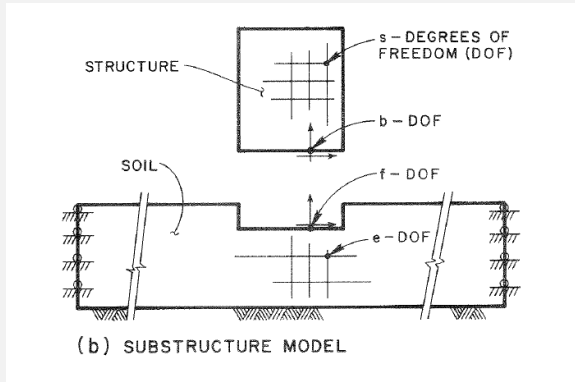


From Wolf (1980)

Methods of analysis for dynamic SSI

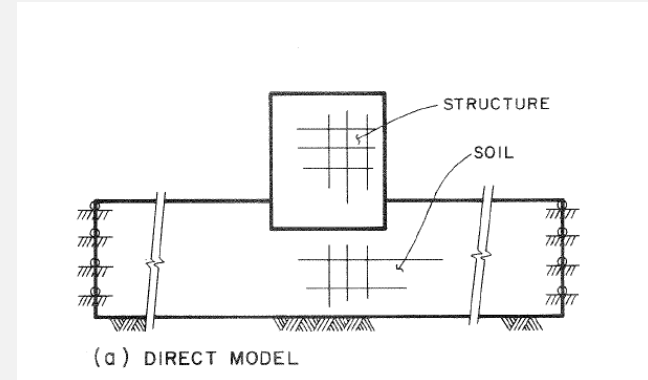
Substructure Method

- Models each domain separately
- Rigorous treatment of unbounded domains
- Frequency-domain solution with FFT (computationally very efficient)
- Special-purpose software
- Restricted to linear elastic analysis



Direct Method

- The available/preferred procedure in almost all commercial FE software
- Applicable to nonlinear analysis
- Special treatment of boundaries
- More time-consuming analyses (time domain)



Outline

- Methods of analysis
- Requirements for direct method
- Free-field motion
- Other considerations

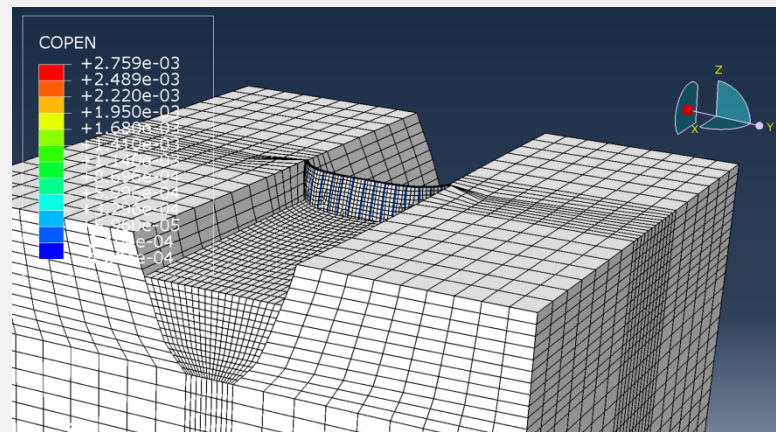
Requirements for direct method

- 1 Suitable FE model of soil-structure system
- 2 An absorbing boundary to simulate unbounded domains
- 3 Method for specifying loads to the FE model

Finite element model of soil-structure system

Considerations

- Mesh (element type, size, etc.)
- Constitutive models and material input parameters
- Interfaces
- Dynamic loads
- Boundary conditions
- Initial conditions
- Stability and convergence
- +++



SSI model of dam-water-foundation system

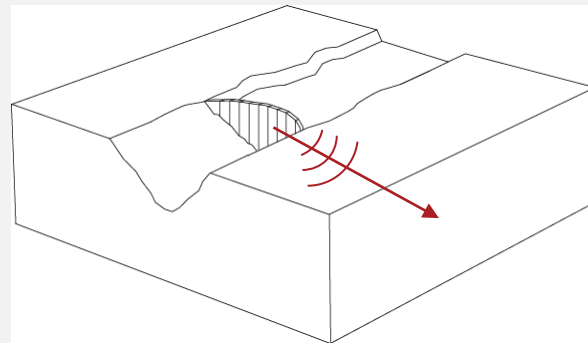
Absorbing boundaries

Mechanism

- Outwards propagating waves (generally) do not return
- Commonly referred to as “radiation damping” or “geometric damping” (although strictly speaking not damping)

Types of absorbing boundaries

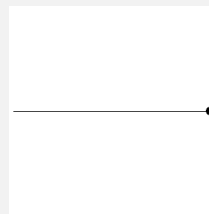
- Global / consistent (exact) – frequency dependent, rarely used in commercial codes
- Local (approximate) – e.g. viscous dampers, cone boundaries, PML, etc.
- For direct FE method – viscous dampers (dashpots) chosen



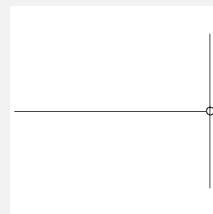
Absorbing boundary



Fixed boundary



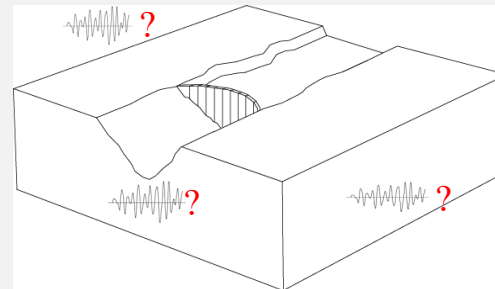
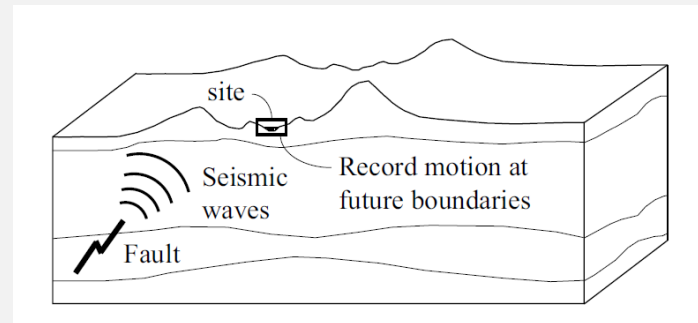
Free boundary



Application of seismic loads

Earthquake loads

- Waves propagating from a fault to the site
- Boundaries need to absorb the outgoing waves and transmit incoming waves
- Need to specify spatially varying effective earthquake forces at all model boundaries
- How to compute these forces?



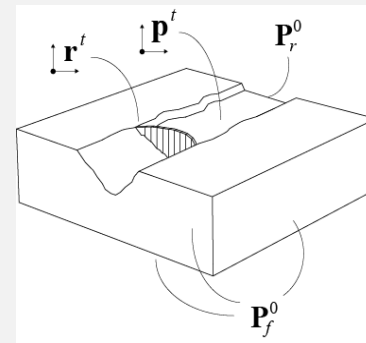
Equations of motion for direct FE method

Equations of motion derived using principles of dynamics
(see papers for derivation):

$$\mathbf{m}\ddot{\mathbf{r}}^t + [\mathbf{c} + \mathbf{c}_f]\dot{\mathbf{r}}^t + \mathbf{f}(\mathbf{r}^t) = \mathbf{R}^{\text{st}} + \mathbf{P}_f^0$$

Where the *effective earthquake forces* are

$$\mathbf{P}_f^0 = \mathbf{R}_f^0 + \mathbf{c}_f \dot{\mathbf{r}}_f^0, \text{ applied at the foundation boundaries}$$

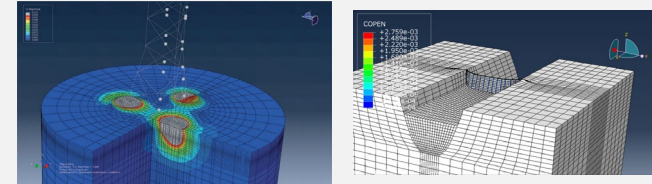


These earthquake forces only depend on free-field motion at the foundation boundaries!

We now have all three ingredients for dynamic SSI

1

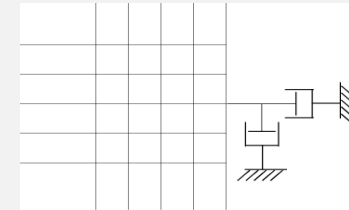
An appropriate finite element model of the soil-structure interacting system



2

An absorbing boundary to simulate the unbounded foundation domain

Viscous damper



3

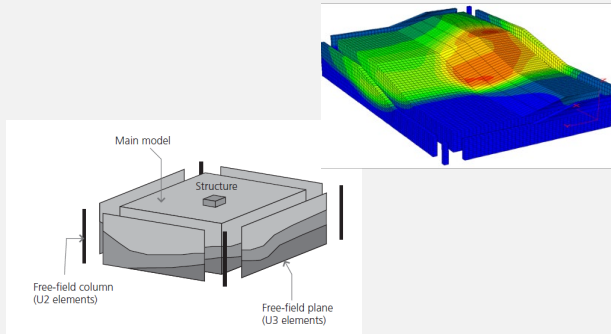
A method for specifying loads (e.g. seismic input) to the FE model

$$\sigma^t(t) = \underbrace{\sigma^0(t) + c_p \dot{u}^0(t)}_{\substack{\text{1. Effective} \\ \text{earthquake forces} \\ \text{at boundary}}} - \underbrace{c_p \dot{u}^t(t)}_{\substack{\text{2. Viscous} \\ \text{damper at} \\ \text{boundary}}}$$

Two ways to implement effective earthquake forces

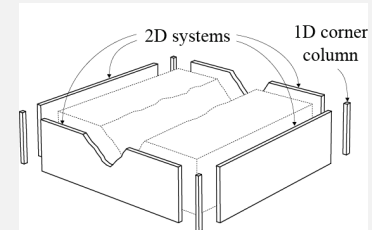
Automatic treatment with free-field boundaries

- Forces applied automatically using free-field boundary elements
- A few FE codes have such elements available (e.g. FLAC, Plaxis2D/3D)



Compute effective earthquake forces separately and apply to model

- Can be implemented independently of the FE code
- Large book-keeping requirements, especially for 3D systems
- Some “user-elements” are publicly available (e.g. for ABAQUS)



Outline

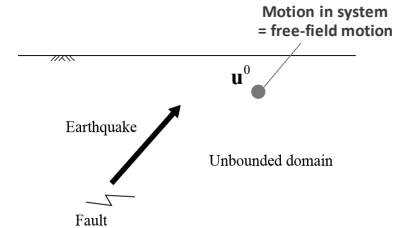
- Methods of analysis
- Requirements for direct method
- Free-field motion
- Other considerations

What is “free-field” response

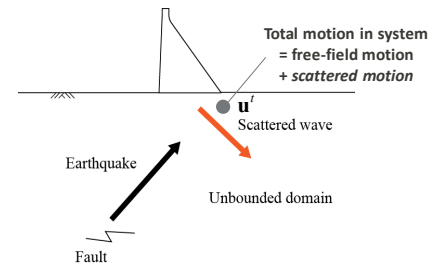
“Free-field” state defined as

- The system before the structure was constructed or excavation had started
- Does not (necessarily) correspond to any physical state of the system
- In theory, any admissible free-field system can be chosen (but some are smarter than others)

Free-field system
(unbounded)



Actual system
(unbounded)



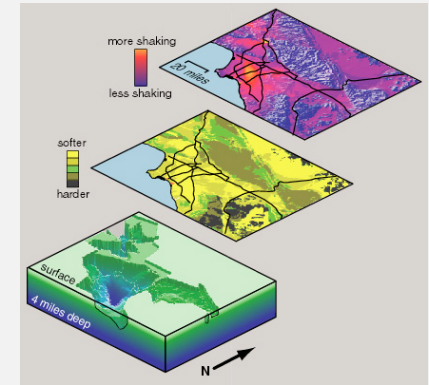
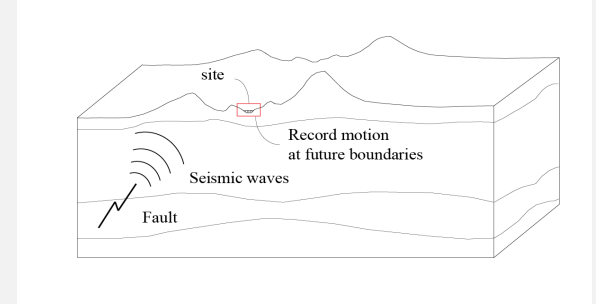
Obtaining the free-field motion

Most general approach: Physics based 3D models simulating fault rupture and wave propagation

Currently being used for large SSI simulations of highly populated areas (e.g. LA basin)

Impractical for most projects

- Limited information available regarding faults, geological materials and local site conditions
- Need to model every dominating fault rupture
- Difficult to define motions in high-frequency range needed for concrete dams and NPPs



SCEC 3D simulation of LA basin

Obtaining the free-field motion

**Most common approach: Obtain motion at boundaries
from one (or several) assumed surface motion(s)**

Obtaining the free-field motion

Most common approach: Obtain motion at boundaries from one (or several) assumed surface motion(s)

- Can be obtained from PSHA
- Large databases of motions are available
- Motions are representative for a flat site (often from basement of a building or at rock outcrop)
- Deconvolution to obtain base input motion
- **Assumes vertically propagating waves**

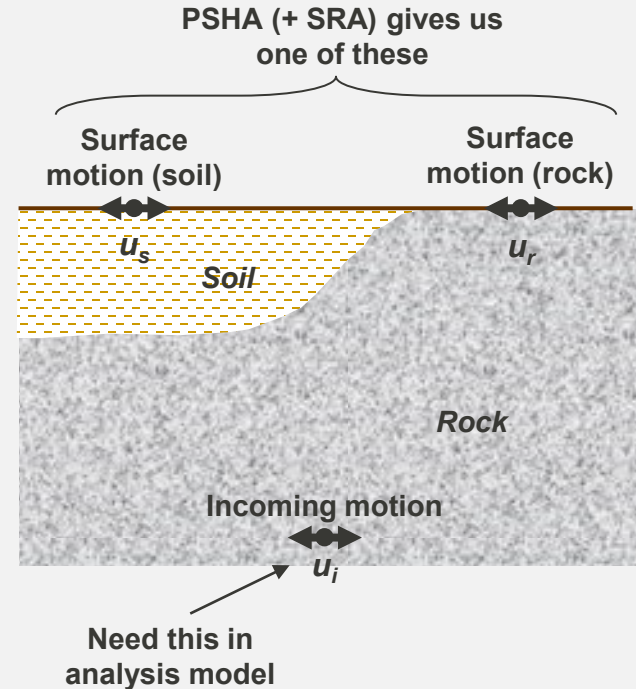
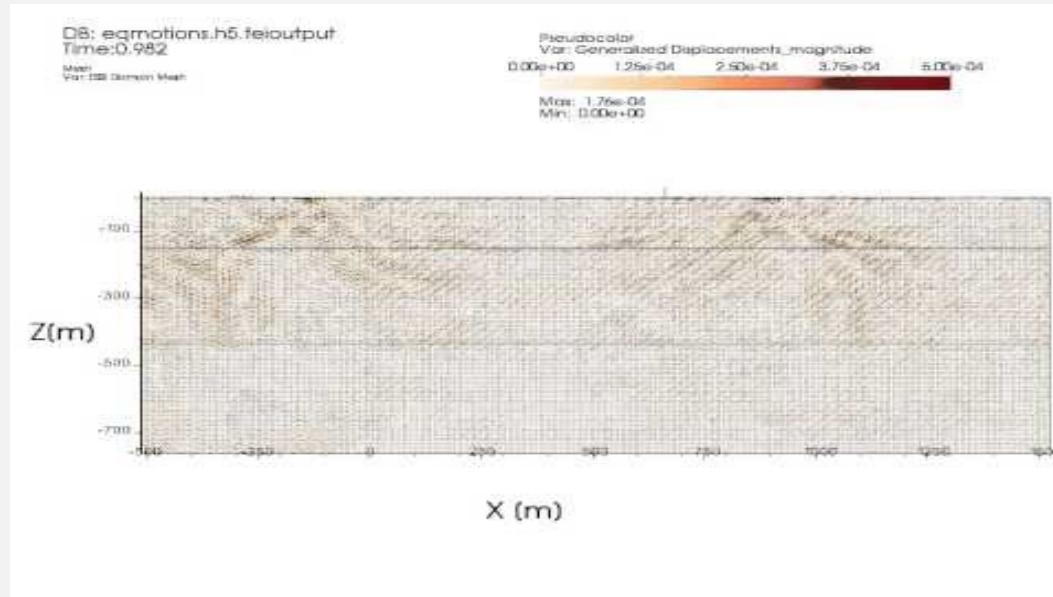


Figure adapted from Kramer

Vertically propagating waves (NPP example)

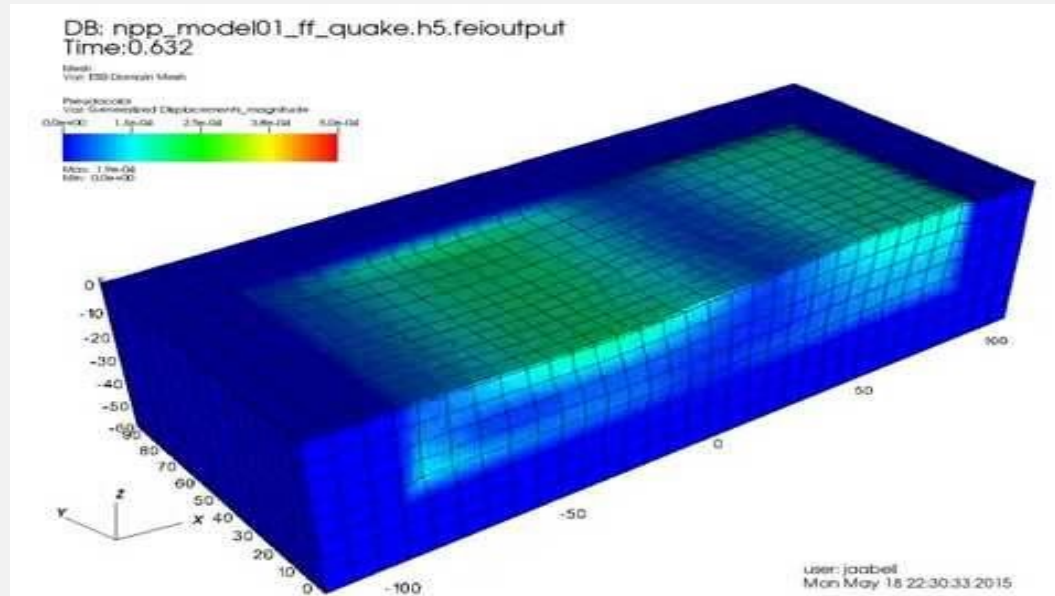
Vertically propagating waves (NPP example)



Credit: Professor Boris Jeremic, UC Davis

[http://sokocalo.engr.ucdavis.edu/~jeremic/6D vs 1D ESSl for NPPs/](http://sokocalo.engr.ucdavis.edu/~jeremic/6D_vs_1D_ESSl_for_NPPs/)

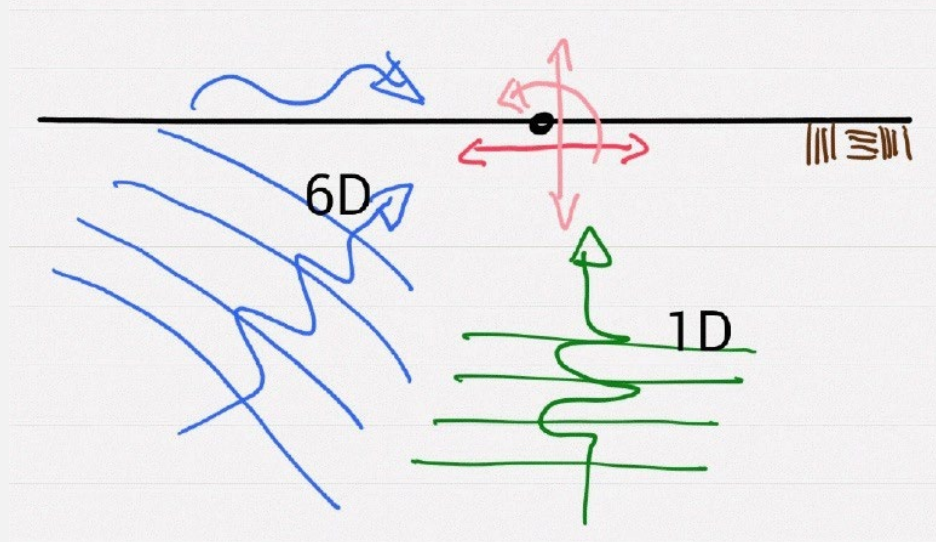
Vertically propagating waves (NPP example)



Credit: Professor Boris Jeremic, UC Davis

[http://sokocalo.engr.ucdavis.edu/~jeremic/6D vs 1D ESSl for NPPs/](http://sokocalo.engr.ucdavis.edu/~jeremic/6D_vs_1D_ESSl_for_NPPs/)

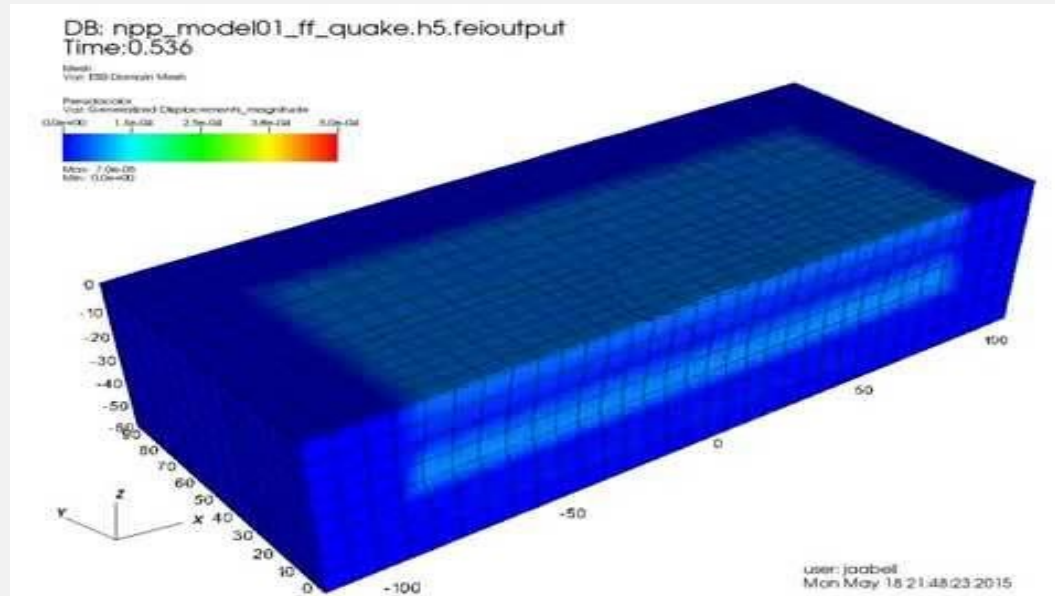
Vertically propagating waves (NPP example)



Credit: Professor Boris Jeremic, UC Davis

[http://sokocalo.engr.ucdavis.edu/~jeremic/6D vs 1D ESSl for NPPs/](http://sokocalo.engr.ucdavis.edu/~jeremic/6D_vs_1D_ESSl_for_NPPs/)

Vertically propagating waves (NPP example)



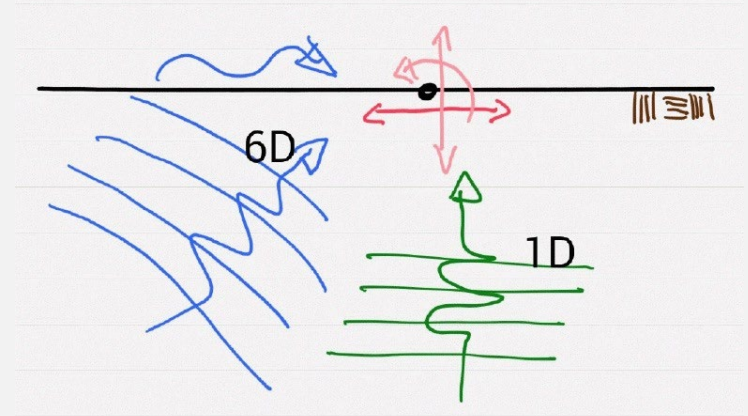
Credit: Professor Boris Jeremic, UC Davis

[http://sokocalo.engr.ucdavis.edu/~jeremic/6D vs 1D ESSl for NPPs/](http://sokocalo.engr.ucdavis.edu/~jeremic/6D_vs_1D_ESSl_for_NPPs/)

[http://sokocalo.engr.ucdavis.edu/~jeremic/6D vs 1D ESSI for NPPs/](http://sokocalo.engr.ucdavis.edu/~jeremic/6D%20vs%201D%20ESSI%20for%20NPPs/)

Free-field motion – considerations

- Vertically propagating waves clearly a major simplification of reality – but currently the only pragmatic approach we have
- Should consider investigating various incidence angles for structures that are sensitive to surface waves / rocking motion

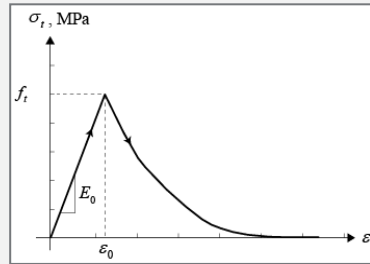


Outline

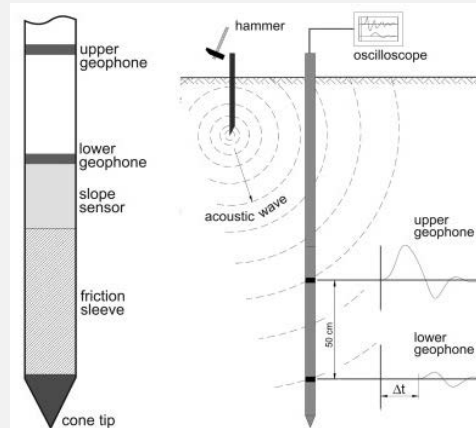
- **Methods of analysis**
- **Requirements for direct method**
- **Free-field motion**
- **Other considerations**

Other considerations: Dynamic input parameters

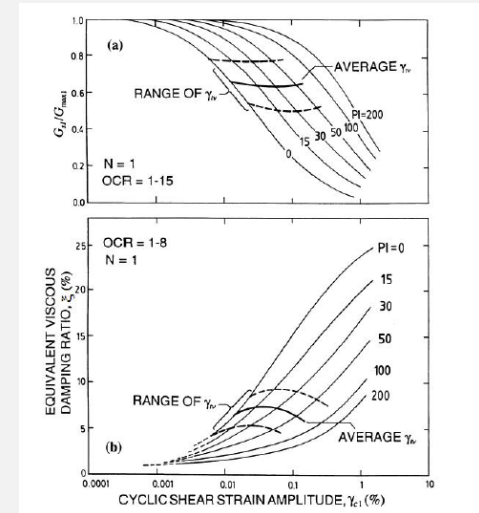
- Soil / rock constitutive models and input parameters
- Structural behaviour (steel / reinforced concrete) – linear and nonlinear
- Various forms of in-situ and laboratory testing required to determine input for dynamic analyses



**Nonlinear concrete model
(Lee and Fenves)**



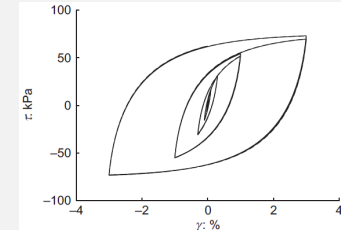
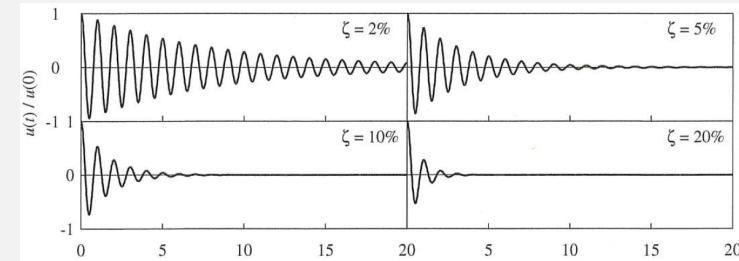
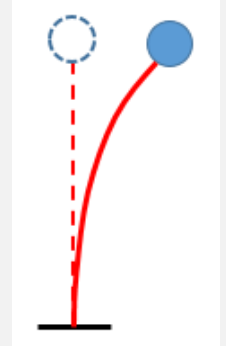
Seismic CPT to determine V_s



**Dynamic soil curves (G_{max}
reduction and damping)**

Other considerations: Damping

- Damping is the process by which free vibration steadily diminishes in amplitude.
- Two mechanisms
 - Spreading of energy (linear)
 - Dissipation of energy (nonlinear)
- “Types” of damping
 - Viscous damping (Rayleigh damping is one variation)
 - Hysteretic damping
 - Coulomb (or friction) damping
 - Radiation (or Geometric) damping



Damping in structures – Viscous damping

- “Impossible” to model all physical dissipation mechanisms in actual structures
- Instead, we use viscous damping to model the overall (global) damping in structure
- 5% damping often “blindly” specified for several types of structures (buildings, offshore platforms, dams, ...)

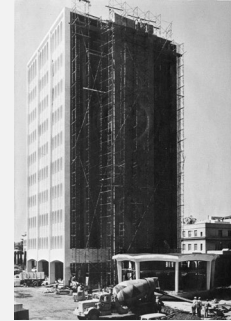


TABLE 11.1.1 NATURAL VIBRATION PERIODS AND MODAL DAMPING RATIOS OF MILLIKAN LIBRARY

Excitation	Roof Acceleration (g)	Fundamental Mode		Second Mode	
		Period (sec)	Damping (%)	Period (sec)	Damping (%)
		North-South Direction			
Vibration generator	5×10^{-3} to 20×10^{-3}	0.51–0.53	1.2–1.8	^a	^a
Lytle Creek earthquake	0.05	0.52	2.9	0.12	1.0
San Fernando earthquake	0.312	0.62	6.4	0.13	4.7
East-West Direction					
Vibration generator	3×10^{-3} to 17×10^{-3}	0.66–0.68	0.7–1.5	^b	^b
Lytle Creek earthquake	0.035	0.71	2.2	0.18	3.6
San Fernando earthquake	0.348	0.98	7.0	0.20	5.9

^aNot measured.

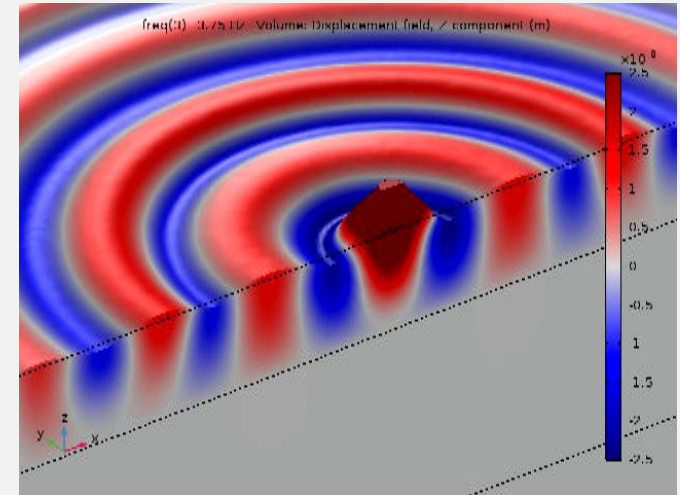
^bData not reliable.

Potential pitfalls with structural damping for SSI

- Damping measured in the field is the total damping in the system
- Thus, the amount of structural (viscous) damping must be reduced when SSI is explicitly modelled to avoid double-counting

Radiation damping

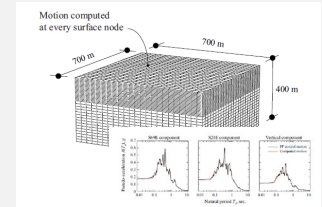
- Energy loss due to waves generated by a source and propagated to the far distance.
- Exists even in a perfectly “undamped” soil or rock.
- Increases with frequency -> damping is low for long period structures but can be (very) high for high-frequency systems such as concrete dams and NPPs.
- **NB! Combination of homogeneous rock/soil models and high frequencies tend to result in unrealistically high damping values -> Most often codes have caps on maximum amount of damping allowable.**
- **NB2! Not possible to know total damping a-priori in a dynamic SSI model -> Need to do numerical calibrations.**



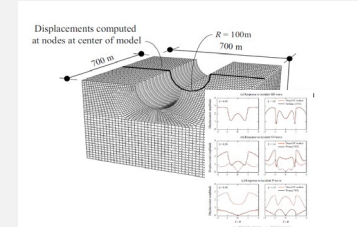
Dynamic SSI is complex – how can we ensure integrity of our models?

Should verify all major parts of model

- Seismic input and foundation-structure interaction
- “Basic” model aspects
 - Element types, mesh, damping model, etc.
 - Dynamic properties
- Nonlinear model aspects
 - Constitutive models, input properties, etc.



Flat box test



Semi-cylindrical canyon test

Model should be validated against field measurements when available

- E.g. natural frequencies and damping ratios
- If project-specific data is unavailable, validate against data from comparable structures
- Relatively easy and inexpensive to obtain calibration data from ambient vibration measurements

Outline

- **Methods of analysis**
- **Requirements for direct method**
- **Free-field motion**
- **Other considerations**
- **Summary**

Summary

- The direct FE method is a time-domain analysis method suitable for linear or nonlinear analyses of soil/rock-structure systems
- Obtaining realistic free-field motion(s) is an important step in dynamic SSI analyses – usually based on PSHA and assumes vertically propagating waves
- Dynamic SSI analyses are substantially more complicated than static analyses – essential to verify and validate our models

More information



Løkke and Chopra (2017). “Direct finite element method for nonlinear analysis of semi-unbounded dam–water–foundation rock systems”. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 46.8, 1267-1285.

<https://doi.org/10.1002/eqe.2855>

- Develops analytical framework underlying the direct FE method
- Derives governing equations of motion for 2D dam-water-foundation systems
- Validates method for 2D gravity dam systems



Løkke and Chopra (2018). “Direct finite element method for nonlinear earthquake analysis of 3-dimensional semi-unbounded dam–water–foundation rock systems”. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 47(5), 1309-1328. <https://doi.org/10.1002/eqe.3019>

- Generalizes the direct FE method to 3D systems
- Presents procedures to compute effective earthquake forces for 3D systems
- Validates method for 3D arch dam systems



Løkke and Chopra (2019). “Direct finite element method for nonlinear earthquake analysis of concrete dams – simplification, modeling, and practical application”. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(7), 818-842. <https://doi.org/10.1002/eqe.3150>

- Presents and evaluates simplifications of the method to facilitate its practical implementation
- Addresses modeling of principal nonlinear mechanisms and calibration of damping values
- Demonstrates implementation of the direct FE method with a commercial FE software



Thank you for your attention!

Arnkjell Løkke

Norwegian Geotechnical Institute (NGI)

Oslo, Norway

Contact:

E-mail: *arnkjell.lokke@ngi.no*

Phone: *+47 48 04 88 43*



#onsafeground

NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE
NGI.NO





#onsafeground

NORWEGIAN GEOTECHNICAL INSTITUTE
NGI.NO

SAMMANFATTNING AV JORDBÄVNINGSSEMINARIUM ÖR KÄRNTEKNISKA BYGGNADER

Den seismiska aktiviteten i Sverige och Finland är i relation till många andra länder i både Europa och övriga världen låg. En följd av detta är att erfarenhet och kompetens avseende jordbävningsanalys och jordbävningsdimensionering av betongkonstruktioner är begränsad inom länderna. Som ett steg att stärka den svenska kompetensen, anordnade Energiforsks ett tekniskt seminarium om jordbävningsanalys och jordbävningsdimensionering av betongkonstruktioner i kärntekniska anläggningar med fokus på nordiska förhållanden. Seminariet ägde rum i maj 2022. Rapporten sammanfattar kortfattat de presentationer som hölls under seminariet samt de diskussioner och kommentarer som kom upp i samband med dessa.

Ett nytt steg i energiforskningen

Energiforsk är en forsknings- och kunskapsorganisation som samlar stora delar av svensk forskning och utveckling om energi. Målet är att öka effektivitet och nyttiggörande av resultat inför framtida utmaningar inom energiområdet. Vi verkar inom ett antal forskningsområden, och tar fram kunskap om resurseffektiv energi i ett helhetsperspektiv – från källan, via omvandling och överföring till användning av energin. www.energiforsk.se



Energiforsk