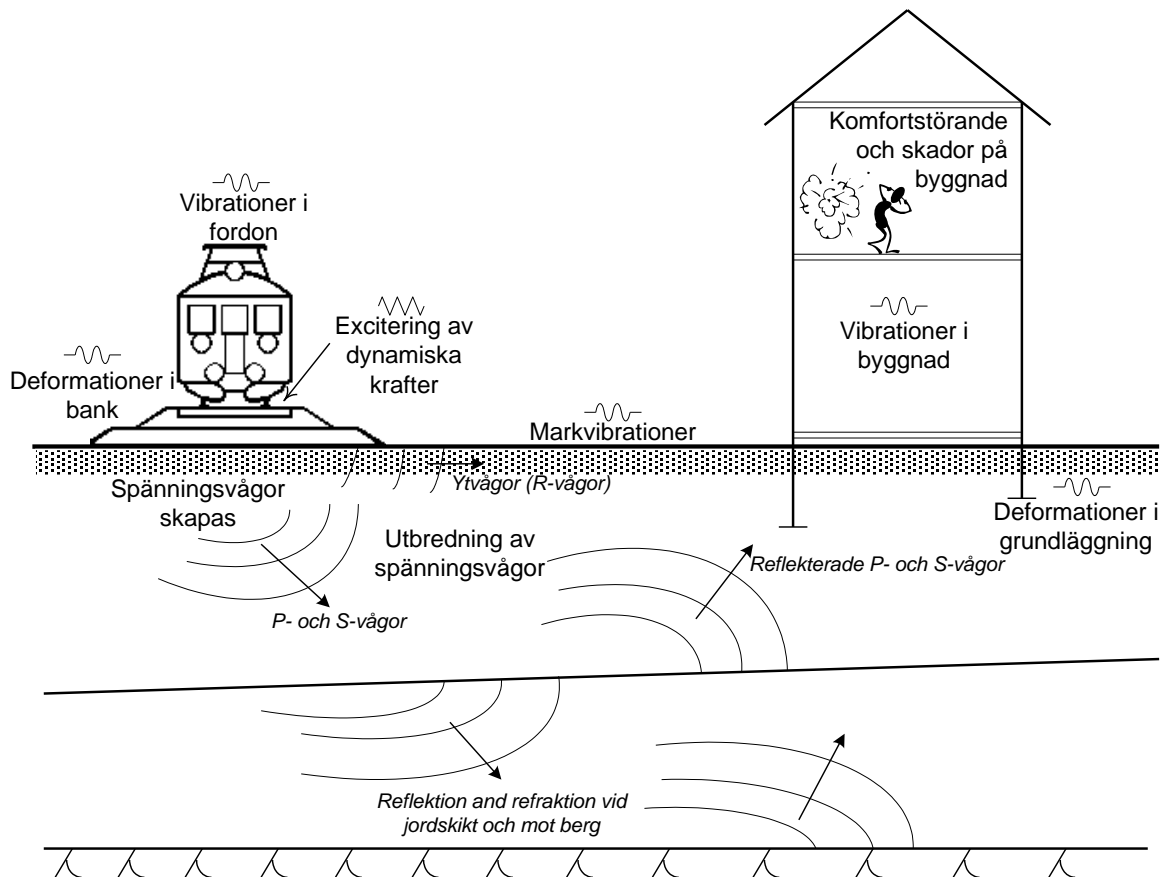


**Svenska Geotekniska Föreningen**  
Swedish Geotechnical Society

**SGF Informationsskrift 1:2012**

# Markvibrationer

Version 2013-12-18



SGF:s Markvibrationskommitté







## FÖRORD

Svenska Geotekniska Föreningen (SGF) är en allsidigt sammansatt ideell förening, där de flesta yrkesverksamma geotekniker i branschen är representerade. Föreningens mål är att främja utvecklingen av geoteknik i ett nationellt och internationellt perspektiv. En stor del av SGF:s arbete utförs i olika kommittéer. Kommittéerna svarar för informations- och utbildningsfrågor, initierar forsknings- och utvecklingsarbeten, samt utför målinriktat arbete genom projekt i arbetsgrupper och/eller av enskilda kommittémedlemmar. Markvibrationskommittén inom SGF är en sådan kommitté.

Markvibrationskommittén har som målsättning att förbättra geoteknikers kunskap om jorddynamiska frågor och förstå dess betydelse vid lösning av geotekniska problem. Kommittén har också som syfte att medverka och påverka utvecklingen av standarder, anvisningar och riktlinjer med anknytning till markvibrationer. I ett led att öka kunskapen om markvibrationer och skapa ett forum bland nordens geotekniker att dela med sig av kunskaper inom ämnesområdet har SGF:s markvibrationskommitté, sedan dess start år 2006 i stort årligen anordnat kurser och konferenser. För att ytterligare sprida kunskap och ta till vara på nuvarande kunskaper om markvibrationer inom Sverige, har SGF:s markvibrationskommitté nu tagit fram denna informationsskrift som årligen avses att uppdateras och utökas. Synpunkter och kommentarer på skriften emottas gärna av markvibrationskommittén genom den kontaktinformation som framgår på SGF:s hemsida.

Svenska Geotekniska Föreningen (SGF)  
Markvibrationskommittén

Göteborg och Stockholm den 2012-12-12

Lars Hall och Carl Wersäll

Revidering 2013-12-18 avser mindre justeringar av befintlig text och utökning av kapitel 3.5 om trafikinducerade markvibrationer.



# INNEHÅLLSFÖRTECKNING

<b>FÖRORD.....</b>	<b>3</b>
<b>INNEHÅLLSFÖRTECKNING .....</b>	<b>5</b>
<b>SYMBOLFÖRTECKNING .....</b>	<b>7</b>
<b>1 INLEDNING.....</b>	<b>9</b>
1.1 ALLMÄNT.....	9
1.2 MÅL OCH UPPBYGGNAD .....	9
<b>2 GRUNDLÄGGANDE BEGREPP .....</b>	<b>11</b>
2.1 TRANSMISSIONSPROCESSEN.....	11
2.1.1 VIBRATIONSKÄLLOR .....	12
2.1.2 VIBRATIONSSPRIDNING .....	12
2.1.3 DÄMPNING.....	12
2.1.4 REFLEKTION OCH REFRAKTION .....	14
2.1.5 RESONANS OCH EGENFREKVENSER .....	15
2.1.6 REFERENSER.....	16
2.2 DYNAMISKA JORDEGENSKAPER.....	17
2.2.1 TÖJNINGSBEROENDE .....	17
2.2.2 DYNAMISKA MATERIALMODELLER .....	17
2.2.3 SKJUVMODUL .....	20
2.2.4 DÄMPKVOT.....	23
2.2.5 DENSITET .....	24
2.2.6 TVÄRKONTRAKTIONSTAL.....	24
2.2.7 MÄTNING AV DYNAMISKA JORDEGENSKAPER .....	24
2.2.8 REFERENSER.....	29
2.3 VIBRATIONSMÄTNINGAR.....	31
2.3.1 INSTRUMENTERING OCH DATAINSAMLING.....	31
2.3.2 VIBRATIONSPARAMETRAR .....	34
2.3.3 UTVÄRDERING AV JORDEGENSKAPER .....	38
2.3.4 BESTÄMNING AV SKJUVTÖJNINGSTORLEK .....	40
2.3.5 SIGNALBEHANDLING .....	41
2.3.6 REFERENSER.....	45
<b>3 OLIKA VIBRATIONSKÄLLOR.....</b>	<b>47</b>
3.1 JORDSKALV .....	47
3.1.1 INLEDNING.....	47
3.1.2 SEISMOLOGISK OCH TEKTONISK BAKGRUND .....	47
3.1.3 AVSTÅNDSDÄMPNING .....	51
3.1.4 INTENSITET .....	51
3.1.5 FÖRSTÄRKNING I JORDLAGER .....	51
3.1.6 REFERENSER.....	52

<b>3.2</b>	<b>VIBRERANDE FUNDAMENT .....</b>	<b>53</b>
3.2.1	ALLMÄNT .....	53
3.2.2	FUNDAMENT PÅ ELASTISK HALVRYMD .....	53
3.2.3	SKIKTAD ICKE-LINJÄR JORD .....	56
3.2.4	REFERENSER .....	57
<b>3.3</b>	<b>PÅLNING .....</b>	<b>59</b>
3.3.1	ALLMÄNT .....	59
3.3.2	PÅLSLAGNING.....	59
3.3.3	PÅLVIBRERING.....	66
3.3.4	REFERENSER.....	67
<b>3.4</b>	<b>BERGSPRÄNGNING .....</b>	<b>69</b>
3.4.1	ALLMÄNT .....	69
3.4.2	FÖRSIKTIG SPRÄNGNING.....	70
3.4.3	VIBRATIONSKRITERIER.....	70
3.4.4	VIBRATIONSPROGNOS .....	71
3.4.5	REFERENSER.....	73
<b>3.5</b>	<b>TRAFIK.....</b>	<b>75</b>
3.5.1	ALLMÄNT .....	75
3.5.2	BILVÄG .....	75
3.5.3	JÄRNVÄG .....	77
3.5.4	REFERENSER.....	83
<b>4</b>	<b><u>SKADOR OCH STÖRNINGAR.....</u></b>	<b>85</b>
<b>4.1</b>	<b>JORDFÖRVÄTSKNING .....</b>	<b>85</b>
4.1.1	ALLMÄNT .....	85
4.1.2	MEKANISM .....	85
4.1.3	FENOMENET.....	86
4.1.4	ÅTGÄRDER.....	87
4.1.5	REFERENSER.....	87
<b>4.2</b>	<b>SÄTTNINGAR.....</b>	<b>89</b>
4.2.1	ALLMÄNT .....	89
4.2.2	PÅLSLAGNING.....	90
4.2.3	REFERENSER.....	91
<b>4.3</b>	<b>SKADOR PÅ BYGGNADER .....</b>	<b>93</b>
4.3.1	ALLMÄNT .....	93
4.3.2	RISKANALYSER OCH NORMER .....	93
4.3.3	EGENFREKVENSER FÖR BYGGNADER .....	94
4.3.4	REFERENSER.....	94
<b>4.4</b>	<b>KOMFORTSSTÖRNING.....</b>	<b>95</b>
4.4.1	ALLMÄNT .....	95
4.4.2	SVENSKA OCH INTERNATIONELLA NORMER.....	95
4.4.3	TRAFIKVERKETS RIKTLINJER FÖR JÄRNVÄGSTRAFIK.....	96
4.4.4	REFERENSER.....	96



## SYMBOLFÖRTECKNING

$\alpha$	Dämpningskoefficient
$\varepsilon$	Töjning
$\phi$	Fasvinkel
$\Delta\phi$	Fasskillnad mellan två signaler
$\gamma$	Skjuvtöjning
$\gamma_{\max}$	Skjuvtöjningsamplitud
$\gamma_c$	Cyklisk töjning
$\dot{\gamma}$	Skjuvtöjningskvot
$\gamma_{XY}(f)$	Koherensfunktion
$\kappa$	Bäddmodul
$\lambda$	Våglängd
$\nu$	Tvärkontraktionstal
$\rho$	Skrymdensitet
$\sigma$	Normal totalspänning
$\sigma'_v$	Vertikal effektivspänning
$\tau$	Skjuvspänning
$\tau_c$	Cyklisk skjuvspänning
$\omega$	Vinkelfrekvens
$\xi$	Dämpkvot
$\xi_0$	Dämpkvot vid små töjningar
$a$	Svängningsacceleration
$\hat{a}$	Toppsvängningsacceleration
$a_{RMS}$	Effektivmedelvärde (RMS) för acceleration
$c$	Vågutbredningsfart
$c_{cr}$	Spårkritisk vågfart
$c_{Gr}$	Gruppvågsfart
$c_L$	Love-vågsfart
$c_P$	Kompressionsvågsfart
$c_{Ph}$	Fasvågsfart
$c_S$	Skjuvvågsfart
$c_R$	Rayleigh-vågsfart
$e$	Portal
$f$	Frekvens
$f_{NY}$	Nyquistfrekvensen
$f_S$	Samplingsfrekvensen av en signal
$f_H$	Högsta frekvensen i en signal
$m$	Konstant
$n$	Konstant
$r$	Avstånd från en källa

$s'$	medeleffektivspänning
$s_u$	Odränerad skjuvhållfasthet
$t$	Tid
$t_{Ph}$	Utbredningstid för en fasvåg
$t_S$	Tidssteg vid sampling av en signal
$u$	Svängningsförskjutning
$\hat{u}$	Toppsvängningsförskjutning
$v$	Svängningshastighet
$v_S$	Svängningshastighet för en skjuvvåg
$\bar{v}$	Toppsvängningshastighet
$x$	Avstånd
$w$	Vattenkvot
$w_L$	Flytgräns
$w_P$	Plasticitetsgräns
$A, B$	Vågamplituder
$A$	Area
$A_{loop}$	Area inom en hysteresisiskurva
$D_r$	Relativ densitet
$E$	Elasticitetsmodul
$G$	Skjuvmodul
$G_{max}$	Maximal skjuvmodul
$G_{sec}$	Sekantskjuvmodul
$H$	Tjocklek för ett jordlager
$I$	Tröghetsmoment
$I_P$	Plasticitetindex
$K_{2,max}$	Empirisk konstant
$M$	Ödometermodul
$M$	Böjmoment
$OCR$	Överkonsolideringskvot
$S_{xx}(f)$	Effekttäthetsspektrum
$S_{xy}(f)$	Korsspektrum
$T$	Tiden för en svängning
$W_D$	Energiförlusten per cykel för en hysteresisiskurva
$W_S$	Maximala töjningsenergin för en hysteresisiskurvan.
$X(f), Y(f)$	Fourieramplitud
$\{\boldsymbol{\varepsilon}\}$	Töjningsvektor
$\{\boldsymbol{\sigma}\}$	Spänningsvektor
$[\mathbf{D}]$	Styvhetsmatrisen

# 1 INLEDNING

Huvudförfattare: Hall, L, Delförfattare: Wersäll, C, Senaste revidering: 2012-12-12

## 1.1 Allmänt

Miljöpåverkan från buller och vibrationer har fått mycket uppmärksamhet på senare år p.g.a. de skadliga effekter de kan ha för både byggnader och människor. Detta har lett till att markvibrationsfrågor även fått allt större betydelse inom många områden som berör bygg- och anläggningsverksamheter. Samtidigt har det skett en explosionsartad snabb utveckling inom informationsteknologi, vilket har skapat nya och bättre möjligheter till att mäta och analysera markvibrationer och därmed gett ökade möjligheter till djupare insikt om jorddynamik. Allt detta har sammantagit renderat i ett ökat behov av förbättring av kunskaper inom markvibrationer. Detta är bakgrunden till bildandet av SGF:s markvibrationskommitté och initiering av denna skrift.

## 1.2 Mål och uppbyggnad

Föreliggande rapport är uppbyggd av ett antal avsnitt som hålls ihop under gemensamma kapitelrubriker. Författarna till de olika avsnitten är olika och är även av varierande detaljeringsgrad. Avsnitten kommer att justeras och byggas på efterhand och fler avsnitt och kapitel kommer att tillkomma. Meningen är att skriften på detta sätt ska vara ett levande dokument som ständigt byggs ut och förbättras, samt revideras i och med nya forskningsresultat kommer fram och gällande anvisningar ändras. Rapporten skall på detta sätt idealt kunna användas som ett tekniskt uppslagsverk specifikt för markvibrationer. I alla fall så är syftet med skriften att den skall kunna ge en första introduktion inom olika ämnesområde rörande markvibrationer och att, genom hänvisningar, vara en källa för var man kan hitta mer detaljerad beskrivningar annan information om de olika ämnesområdena.

Under varje avsnittsrubrik anges huvudförfattare och delförfattare, samt datumet för den senaste revideringen. Huvudförfattare är de personer som skrivit merparten av texterna för respektive artikel. Delförfattare är de personer som bidragit med mindre texter eller har gett mycket värdefulla synpunkter till respektive artikel. För granskningsarbetet står större delen av medlemmarna inom Markvibrationskommittén.

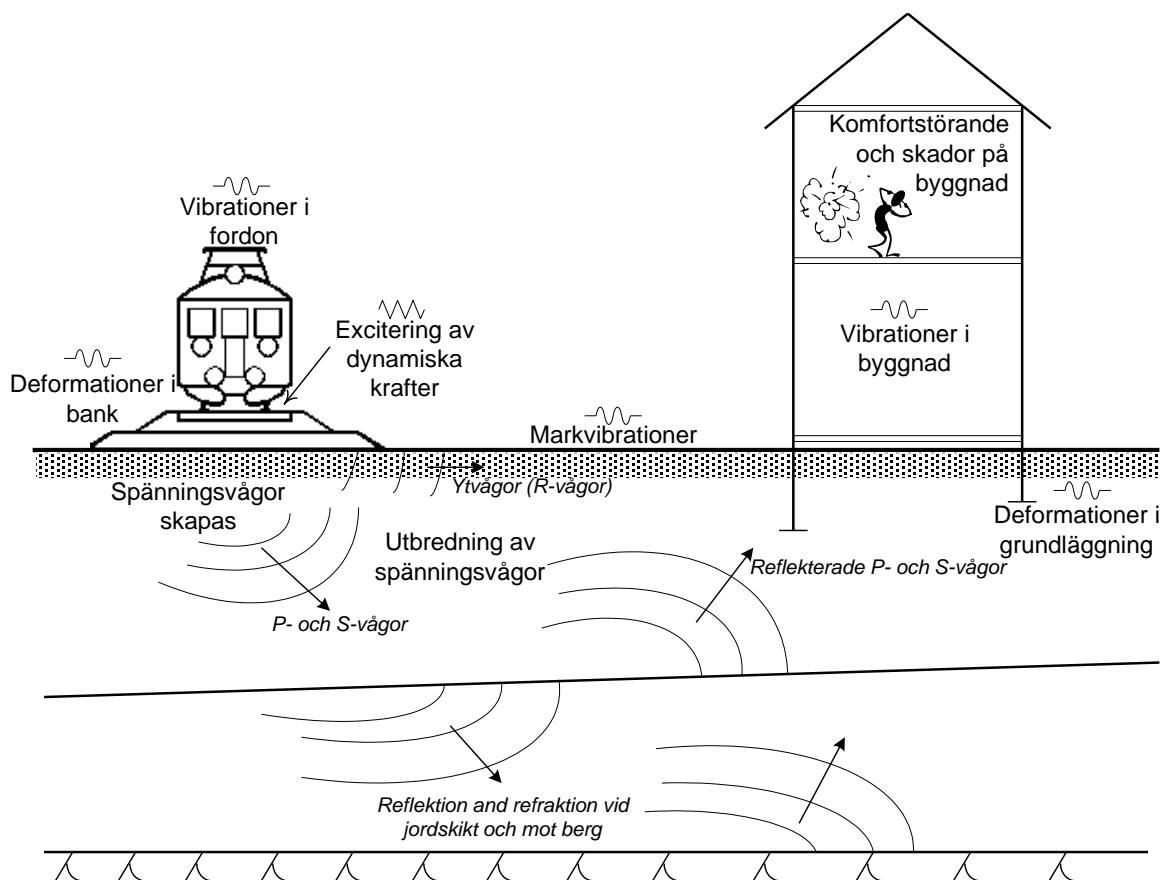


## 2 GRUNDLÄGGANDE BEGREPP

### 2.1 Transmissionsprocessen

Huvudförfattare: Hall, L, Delförfattare: Wersäll, C, Senaste revidering: 2012-12-12

**Markvibrationer** är en teknisk term som används för att beskriva de av människans verksamheter orsakade vibrationer i marken, i motsats till naturligt uppkomna vibrationer i jorden som studeras i seismologi. Vibrationer orsakade av explosioner, byggnadsarbeten, järnväg- och vägtrafik etc. – tillhör alla begreppet markvibrationer. Spridning av markvibrationer från en källa till omgivningen är en komplex process som beror av ett stort antal faktorer. Denna process kan delas upp i flera distinkta faser, som var och en har sina egna egenskaper som ger en påverkan på markvibrationers storlek, tidperiod och frekvensinnehåll. En beskrivning av **transmissionsprocessen** för markvibrationer visas i Figur 2.1.1.



**Figur 2.1.1** Schematisk beskrivning av transmissionsprocessen för markvibrationer (Hall, 2000).

Den första delen i vibrationsprocessen är själva källan, t.ex. ett tåg som kör med en viss hastighet eller pånedrivning inför grundläggning av ett hus, som inducerar dynamiska krafter i jorden. Dessa dynamiska krafter genererar markrörelser som sprids från källan ut i den omgivande jorden i form av spänningsvågor. Olika typer av spänningsvågor skapas beroende på källans riktning, storlek och frekvens. De olika spänningsvågorna har alla sina egna egenskaper. När spänningsvågorna sprids i jorden, så modifieras de av olika geometrier och materialegenskaper i jorden genom reflektioner och refraktioner, samt genom både geometrisk och materiel dämpning. Markrörelserna (vibrationerna) på olika ställen i jorden kan därmed väsentligt skilja sig från varandra trots att vibrationskällan är densamma. Spänningsvågorna kan också påverka grundläggningen för en byggnad och skapa rörelser som sprids upp i

byggnadens konstruktioner. Varje element i byggnadens konstruktion reagerar på sitt eget speciella sätt, och de resulterande vibrationerna kan i vissa fall orsaka skador, buller från ytorna eller verka störande för människor som vistas i byggnaden.

### 2.1.1 Vibrationskällor

I kapitel 3 behandlas olika källor till markvibrationer. Även jordbävningar beskrivs kortfattat. Detta pga. dess stora betydelse vibrationer från jordbävningar har haft för utvecklingen och kunskapen av jordodynamik. Gemensamt för alla vibrationskällor är att de skapas av rörelser i marken, som i sin tur orsakar spänningar i jorden.

### 2.1.2 Vibrationsspridning

En vibrationskälla ger upphov till rörelser i marken, som i sin tur orsakar spänningarna i jorden. Spänningarna sprids sedan i jorden i form av spänningsvågor och orsakar markvibrationer i omgivningen. De spänningsvågor som sprider sig till omgivningen består i huvudsak av tre principiellt olika vågtyper, nämligen kompressionsvågor (P-vågor), skjuvvågor (S-vågor) och Rayleigh-vågor (R-vågor). Var och en av dessa vågor har olika utbredningsfarter och svängningsrörelse som minskar i intensitet med ökande avstånd från källan. Markvibrationer i en godtycklig punkt längre bort från källan är summan av alla vågrörelser vid den punkten. Spridningen av olika spänningsvågor kompliceras av refraktioner och reflektioner när vågor passerar material med olika styvheter och geometrier.

Kompression- och skjuvvågor kallas för **volymvågor** och kan färdas i alla riktningar i marken. Rayleigh-vågen samlas under begreppet **ytvågor** då den bara kan uppkomma i jordlagerna närmast markytan. Utbredningsfart, med vilken volymvågor och ytvågor transporterar energi i jorden, varierar beroende på styvheten i det material genom vilka vågorna färdas igenom. Eftersom geologiska material är styvast för komprimering, färdas kompressionsvågor snabbare än de andra seismiska vågorna. Vätskor, som inte har någon skjuvhållfasthet, kan inte överföra skjuvvågor. I vätskor kan därför endast kompressionsvågor förekomma (samt vattenvågor vid ytan, men dessa behandlas ej här). Vid varje punkt på markytan, anländer kompressionsvågorna först, följt av skjuvvågor och sedan Rayleigh-vågor (de senare mycket kort tid efter skjuvvågorna).

Fördelningen av markburen energi som sprids från vibrationskällan genom spänningsvågor varierar mellan de olika vågtyperna. Hur energi mellan olika vågtyperna fördelas är starkt beroende av vibrationskällans riktning och yta. Om en excitation (källa) är lokaliserad till ett område med en liten area förhållande till skjuvvågans våglängd, kommer den mesta energin att spridas från källan i form av ytvågor. Om däremot, excitationområdet är stor (större än skjuvvågans våglängd), så kommer volymvågorna att dominera.

### Volymvågor

**Kompressionsvågor**, även kallad P-vågor, primära och longitudinella vågor, involverar en rörelse med successivt hopdragande (komprimering) och utdragande av det material som vågen färdas igenom. Rörelsen hos en enskild partikel är också parallell med utbredningsriktningen (se Figur 2.1.2.a). Ett annat kännetecken för kompressionsvågor är att de kan färdas genom både fasta ämnen och vätskor. Därför ger mätningar av kompressionsvågans utbredningsfart i vattenmättade jordar bara en indikation om vattenmättnadsgraden och inte någon information om jordens kompressionsegenskaper. I vatten har kompressionsvågor en utbred-

ningsfart kring 1500 m/s. Utbredningsfart för kompressionsvågor,  $c_P$ , kan beräknas enligt följande:

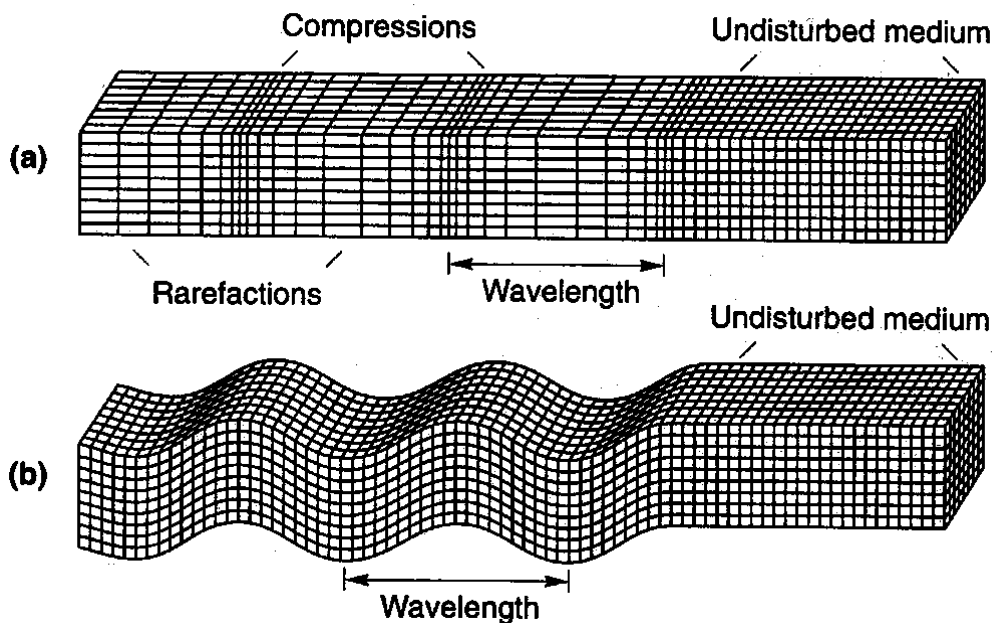
$$c_P = \sqrt{\frac{M}{\rho}} = \sqrt{\frac{G \cdot (2 - 2 \cdot \nu)}{\rho \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}} = \kappa \cdot c_S, \quad (2.1.1)$$

där

$M$  = ödometermodul  
 $G$  = skjuvmodul  
 $\rho$  = skrymdensitet  
 $\nu$  = tvärkontraktionstal

$$\kappa = C_P / C_S = \sqrt{\frac{2 - 2 \cdot \nu}{1 - 2 \cdot \nu}}$$

$c_S$  = utbredningsfart för skjuvvågen



**Figur 2.1.2** Svängningsrörelse för vågtyperna: (a) kompressionsvåg och (b) skjuvvåg, (Bolt, 1993).

**Skjuvvågor**, även kallad S-vågor, sekundära och transversella vågor, ger upphov till skjuvdeformationer när de färdas genom ett material. Rörelsen hos en enskild partikel är vinkelrätt mot utbredningsriktning (se Figur 2.1.2.b). Svängningsrörelse kan delas upp i två komponenter, SV (rörelse i det vertikala planet) och SH (rörelse i det horisontellt planet). En given skjuvvåg med godtycklig svängningsrörelse, kan representeras som vektorsumman av SH- och SV-komponenterna. I vattenmättade jordar är vattnets påverkan på skjuvvågsfarten försumbart liten. Mätning av skjuvvågsfarten ger därför en mycket bra indikation på jordens styvhet (skjuvmodul). Utbredningsfarten ( $c_S$ ) för skjuvvågor kan beräknas enligt följande:

$$c_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}}. \quad (2.1.2)$$

där  $G$  = skjuvmodul  
 $\rho$  = skrymdensitet

## Ytvågor

Ytvågor är resultat av samspelet mellan volymvågor, markytan och de övre jordskikten. Dessa vågor färdas längs markytan med amplituder som minskar med djupet. Då ytvågor endast sprids vid markytan och den samverkan av volymvågor som krävs för att skapa dem, är ytvågor främst framträdande med ökande avstånd från källan. Den vanligast förekommande ytvågen är Rayleigh-vågen. En annan, mindre vanligt förekommande ytvåg är Love-vågen.

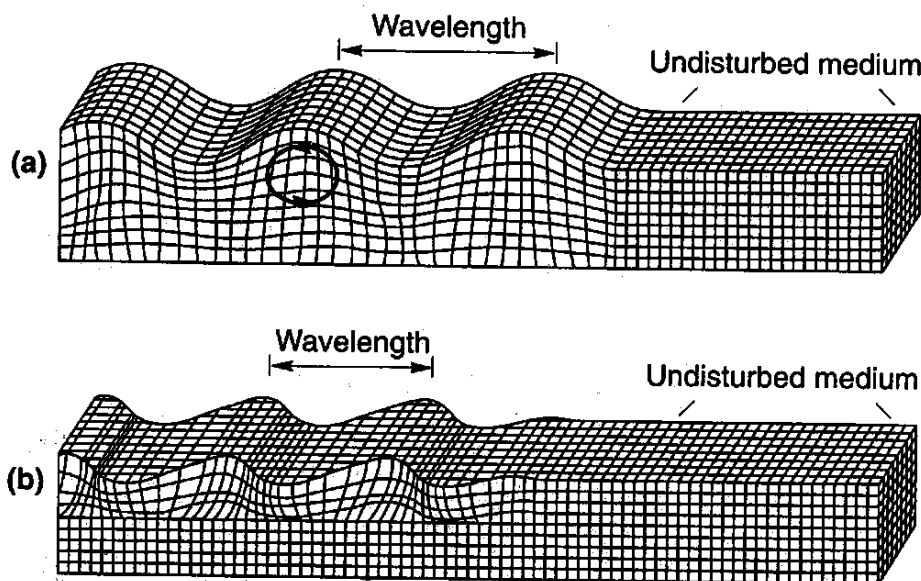
**Rayleigh-vågen** är uppkallade efter Lord Rayleigh, som matematiskt bevisade förekomsten av denna typ av våg år 1885. Dessa vågor har ett rörelsemönster som produceras genom interaktion mellan P- och SV-vågorna och markytan. Rayleigh-vågen har ett elliptiskt rörelsemönster med en cylindrisk vågfront bort från källan (se Figur 2.1.3.a) och är något långsammare än skjuvvågen. Utbredningsfarten ( $c_R$ ) för Rayleigh-vågen kan ungefärligen beräknas enligt följande (Bodare, 1997):

$$c_R \approx \frac{0.87 + 1.12\nu}{1 + \nu} c_S. \quad (2.1.3)$$

Den mindre förekommande **Love-vågen** är uppkallade efter A.E.H. Love, en brittisk matematiker, som matematiskt bevisade existensen av denna vågtyp år 1911. Denna vågrörelse kan bara uppstå om det översta jordlagret har en lägre styvhet än de underlagrande jordlagren. Love-vågor brukar beskrivas som SH-vågor som "fastnat" inom det övre jordlagret genom flera reflektioner. Således är Love-vågors svängningsrörelse horisontell och vinkelrätt mot utbredningsriktningen (se Figur 2.1.3.b). Love vågens utbredningsfart ( $c_L$ ) varierar mellan utbredningsfarten för skjuvvågor i det övre lagret med höga frekvenser ( $c_{S1}$ ) och utbredningsfarten för skjuvvågor i det undre jordlagret med låga frekvenser ( $c_{S2}$ ) enligt följande uttryck (Kramer, 1996):

$$\tan\left(2\pi f \sqrt{\frac{1}{c_{S1}^2} - \frac{1}{c_L^2}}\right) = \frac{c_{S2}^2 \rho_2 \sqrt{\frac{1}{c_L^2} - \frac{1}{c_{S2}^2}}}{c_{S1}^2 \rho_1 \sqrt{\frac{1}{c_{S1}^2} - \frac{1}{c_L^2}}}, \quad (2.1.4)$$

index 1 och 2 avser det övre lösare jordlagret och respektive det undre styvare jordlagret.



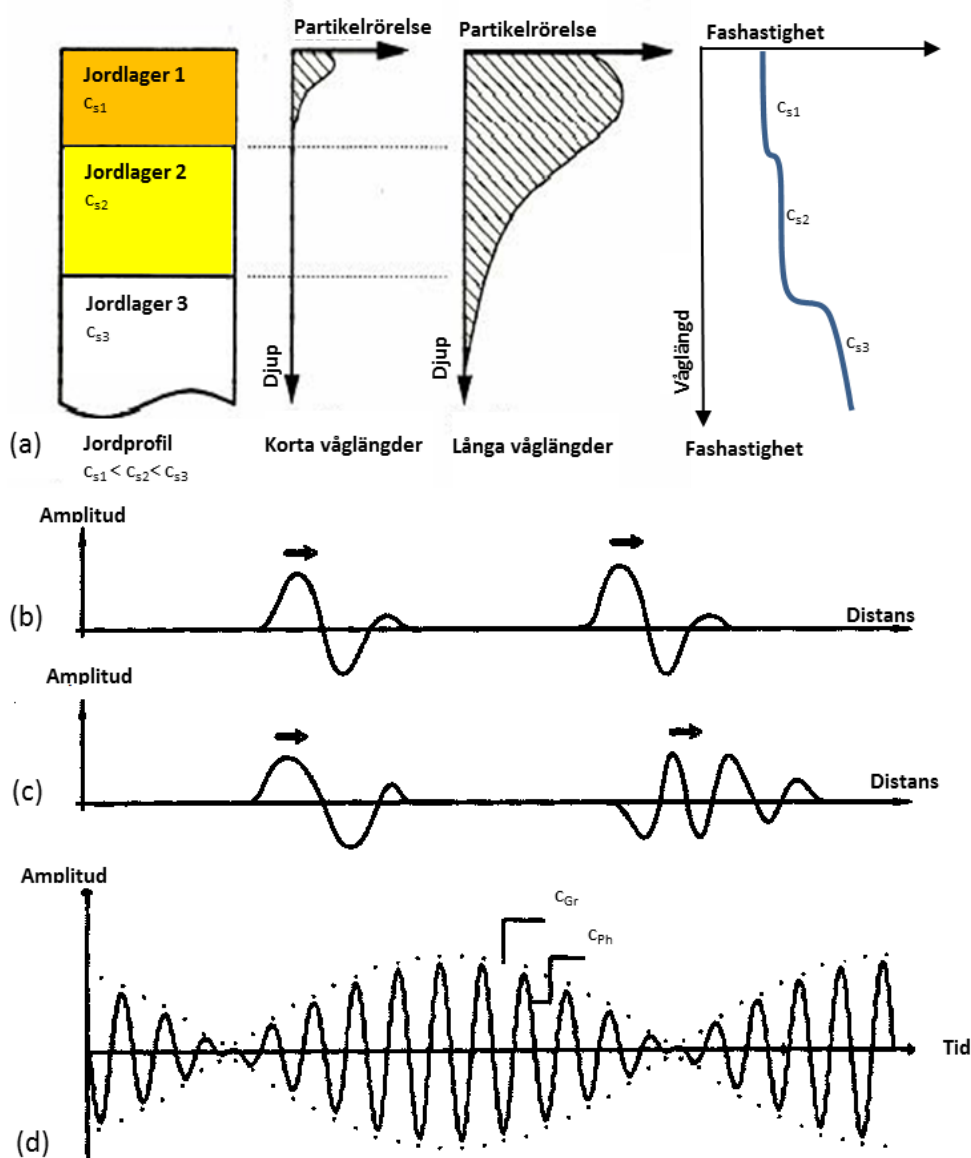
Figur 2.1.3 Svängningsrörelse för: (a) Rayleigh-våg, (b) Love-våg (Bolt, 1993).



## Dispersion

Ett vågpaket av en vågtyp som utbreder sig i jorden innehåller normalt olika våglängder (frekvenser). För en homogen jord med konstant jordstyvhet med djupet, utbreder sig ytvågor av olika våglängder med samma fart. Vanligen ökar dock jordens styvhet med djupet (se illustration i Figur 2.1.4.a.), vilket innebär att vågor av långa våglängder (låga frekvenser) har en högre utbredningsfart än vågor av korta våglängder (höga frekvenser). Detta fenomen kallas **dispersion** och förekommer i skiktade (heterogena) jordar där jordegenskaperna varierar med djupet.

För ett vågpaket i det icke-dispersiva fallet (se illustration i Figur 2.1.4.b), så minskar amplituden för vågrörelserna med avståndet från källan medan formen på vågpaketet är densamma. Vid dispersion (se illustration i Figur 2.1.4.c), så ändrar sig formen på vågpaketet med avståndet från källan p.g.a. att vågor med olika frekvenser färdas med olika farter.



**Figur 2.1.4** (a) Illustration av dispersion i en skiktad jordprofil, (b) Icke-dispersiv vågrörelse, (c) Dispersiv vågrörelse. (d) Enskilda vågor färdas med en fasvågsfart,  $c_{ph}$ , och hela vågpaketet med en gruppvågsfart,  $c_{Gr}$ .

När dispersion uppstår så finns det två typer av våghastigheter, nämligen fasvågshastighet ( $c_{Ph}$ ) och gruppvågshastighet ( $c_{Gr}$ ). **Fasvågshastighet** är utbredningsfarten vid en special fas, medan **gruppvågshastighet** är utbredningsfart med vilket hela vågpaketet av vågor med olika frekvenser färdas med, se Figur 2.1.4.d. Både fas- och gruppvågshastigheter kan bestämmas utifrån fasskillnaden  $\Delta\phi$  mellan två mätningar och avståndet ( $\Delta r$ ) mellan mätningarna enligt följande sammanband:

$$c_{Ph}(f) = \Delta r \cdot \frac{2\pi f}{\Delta\phi} \quad \text{och} \quad c_{Gr}(f) = \Delta r \cdot \frac{2\pi \partial f}{\partial \Delta\phi}. \quad (2.1.5)$$

När frekvens plottas mot fasskillnaden är gruppvågshastigheten tangenten av kurvan och sekanten av kurvan är fasvågshastigheten. I ett icke-dispersivt material, är gruppvågshastigheten och fasvågshastigheten av samma storlek ( $c_{Ph} = c_{Gr}$ ). Utbredningsfarterna för Rayleigh- och Love-vågor minskar generellt med ökande frekvens. Som resultat är gruppvågshastighet lägre än fasvågshastighet ( $c_{Ph} > c_{Gr}$ ). I det fallet ”uppstår” enskilda svängningarna i slutet av vågpaketet och vandrar framåt genom paketet till fronten för att sedan försvinna.

### 2.1.3 Dämpning

När vibrationerna sprids från en källa som en vågrörelse, minskar intensiteten med avstånd på grund av både materialdämpning och geometrisk dämpning. Den senare beror på att vibrationerna sprider sig över ett större område när vågfronten rör sig från källan. Materiell dämpning orsakas av inre friktion i materialet genom vilka vågorna färdas igenom.

#### Geometrisk dämpning

Den matematiska lösningen för geometrisk dämpning för både volym- och ytvågor för en elastisk halvrymd togs fram av Lamb år 1904. Från en vibrationskälla bestående av en **oscillerande linjelast** så minskar, enligt Lambs ekvation, amplituden för volymvågor omvänt proportionell mot kvadratroten av det radiella avståndet ( $1/\sqrt{r}$ ) från källan. Vid ytan minskar amplituden för volymvågor omvänt proportionellt mot det radiella avståndet ( $1/r$ ). För ytvågor, med motsvarande vibrationskälla, så minskar inte amplituden med avståndet och skulle, för ett helt perfekt elastiskt material utan materialdämpning, kunna fortsätta till oändligt stort avstånd med oförändrad amplitud. Från en **oscillerande punktlast**, så minskar ytvågornas amplitud omvänt proportionell mot kvadratroten av det radiella avståndet ( $1/\sqrt{r}$ ). Motsvarande för volymvågorna, så minskar amplituden omvänt proportionell mot radiella avståndet i kvadrat vid ytan ( $1/r^2$ ) och omvänt proportionell mot radiella avståndet i halv-rymden ( $1/r$ ). Den geometriska dämpningen för de två beskrivna lastfallen kan uttryckas med följande ekvation för ett perfekt elastiskt material utan materialdämpning (Lamb, 1904):

$$\hat{v} = \hat{v}_1 \left( \frac{r_1}{r} \right)^m, \quad (2.1.6)$$

där  $\hat{v}$  är toppsvängningshastighet vid avstånd  $r$  från källan,  $\hat{v}_1$  är toppsvängningshastighet vid avstånd  $r_1$ ,  $m$  är en konstant som definieras i Tabell 2.1.1.

**Tabell 2.1.1** Värderna på konstanten  $m$  till Lambs ekvation för olika vågor från oscillerande laster appliceras på ytan av en elastisk halvrymd (Gutowski & Dym, 1976 och Taniguchi & Sawada, 1979).

Vågutbredning	Källa	Typ av våg	$m$
Längs ytan	Oscillerande punktlast	Volymvåg	2
Längs ytan	Oscillerande punktlast	Ytvåg	0.5
I halvrymden	Oscillerande punktlast	Volymvåg	1
Längs ytan	Oscillerande linjelast	Volymvåg	1
Längs ytan	Oscillerande linjelast	Ytvåg	0
I halvrymden	Oscillerande linjelast	Volymvåg	0.5

Sammanfattningsvis så sprids volymvågor (kompressions- och skjuvvågor) i alla riktningar i marken, medan ytvågor (främst Rayleigh-vågor) bara sprids längs markytan. Eftersom den geometriska dämpningen är mycket större för volymvågor än för ytvågor blir ytvågor dominerande längre bort från en vibrationskälla.

### Materialdämpning

För att kunna beakta inverkan av materialdämpning tillsammans med geometriska dämpningen, så utökades Lambs ekvation av Bornitz (1931) enligt följande:

$$\hat{v} = \hat{v}_1 \left( \frac{r_1}{r} \right)^m e^{-\alpha(r-r_1)} \quad (2.1.7)$$

där  $(r_1/r)^m$  representerar geometrisk dämpning och  $\exp[-\alpha(r - r_1)]$  representerar materialdämpning. Konstanten  $\alpha$  kallas **dämpningskoefficienten** och varierar med materialtyp och vibrationsfrekvens enligt följande ekvation (Barkan, 1962):

$$\alpha = \frac{2\pi f \cdot \xi}{c}, \quad (2.1.8)$$

där

$f$  = frekvens

$\xi$  = dämpkvot

$c$  = utbredningsfart.

Ekvation 2.1.7 används ofta för att förutsäga toppsvängningshastigheter. Dock begränsas den av att dämpning endast kan beräknas för en enskild frekvens. Materialdämpning minskar dels med ökande utbredningsfart (d.v.s. materialets styvhet) och dels med ökande frekvens (d.v.s. minskande våglängd). Således är materialdämpning större i lösa jordar än i fasta jordar. En annan viktig effekt av materialdämpning är att högfrekventa vågor dämpas snabbare än lågfrekventa vågor. Lågfrekventa vågor kan därför spridas över relativt stora avstånd i fasta jordar. I Tabell 2.1.2 redovisas typiska värden på dämpningskoefficienten baserad på typ av jord för en specifik frekvens.

**Tabell 2.1.2** Uppskattning av värden för dämpningskoefficienten  $\alpha$  för vågrörelser kring 50 Hz beroende på olika jordmaterial. För vågrörelser kring 5 Hz, så kan angivna värden för delas med en faktor 10 (baserat på Woods & Jedele, 1985).

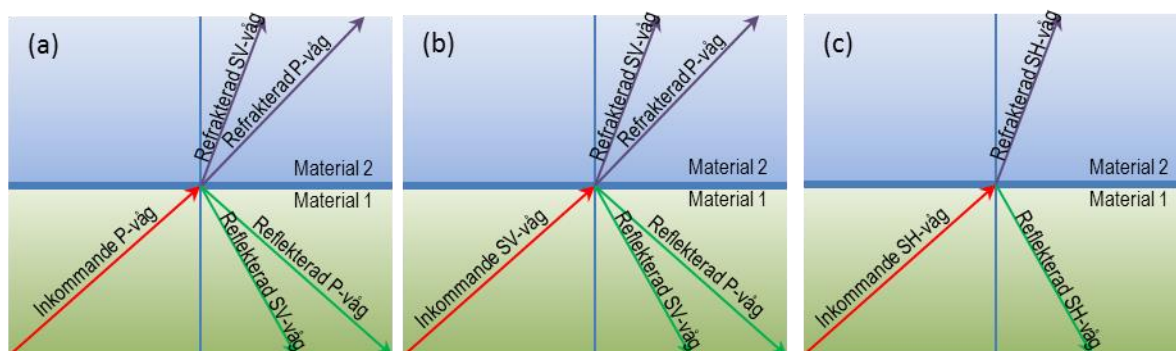
Klass	Dämpningskoefficienten $\alpha$ (1/m) for 50 Hz	Beskrivning av jordmaterial
I	0,1 – 0,3	Mjuka jordar (spade tränger lätt igenom): organiska jordar (torv, gyttja och dy), lös och halvfast lera och sand med en mycket lös relativ fasthet.
II	0,03 – 0,1	Fasta jordar (kan grävde med spade): fast lera, samt friktionsjord med en lös till medelfast relativ fasthet.
III	0,003 – 0,03	Hårda jordar (kan inte grävde med spade, måste använda spett för att bryta upp): mycket fast lera, samt friktionsjord och vittrat berg med en mycket fast relativ fasthet.
IV	<0,003	Hårt berg (svårt att bryta med hammare): berggrund och nyligen exponerad berg

**Dämpkvoten**  $\xi$  i ekvationen är en så kallad hysteretisk dämpning som är oberoende av frekvens och den diskuteras mer ingående i avsnitt 2.2.4.

Materialdämpning beror av friktion som orsakas av relativa rörelser i kontaktytan mellan olika partiklar och som i sin tur omvandlas till värme.

#### 2.1.4 Reflektion och refraktion

När en spänningsvåg, som utbreder sig i ett material och stöter på en skiktgräns till ett annat material med andra egenskaper, så delas vågen upp i nya vågor som antingen sprids in i det "nya materialet" (**refrakteras**) eller **reflekteras** tillbaka in i det "gamla materialet". Riktningen och relativa amplituder av vågrörelserna som skapas i gränssnittet mellan två olika material, beror på infallsvinkeln av den inkommande vågen, samt styvheten (utbredningsfarten) och densiteten för de två materialen. De olika vågor som refrakteras och reflekteras när P, SV, eller SH-vågor möter ett gränssnitt mellan två olika material visas i Figur 2.1.5. Inkommande P- och SV-vågor mot ett annat material innebär en svängningsrörelse mot gränssnittet som ej är parallell med detta och därför reflekteras och refrakteras både P och SV-vågor. En inkommande SH-våg är parallell mot gränssnittet mellan de två materialen och därför reflekteras och refrakteras endast SH-vågor.



**Figur 2.1.5** Reflekterade och refrakterade vågor till följd av inkommande (a) P-våg, (b) SV-våg och (c) SH-våg.

Storleken (amplitud) och riktningen (vinkel) på de reflekterade och refrakterade vågorerna kan matematiskt beräknas utifrån den inkommande vågens storlek, riktning och vågtyp. För vidare detaljer om detta se Kramer (1996) eller Richter (1958).

## 2.1.5 Resonans och egenfrekvenser

### Egenfrekvenser för jordlager

Vid en källa (t.ex. järnvägstrafik) uppstår vibrationer som är vanligare vid vissa frekvenser. Om en eller flera **egenfrekvenser** för ett jordlager överensstämmer med frekvenser hos källan, så kan dessa vibrationer bli förstärkta varvid s.k. **resonans** uppstår.

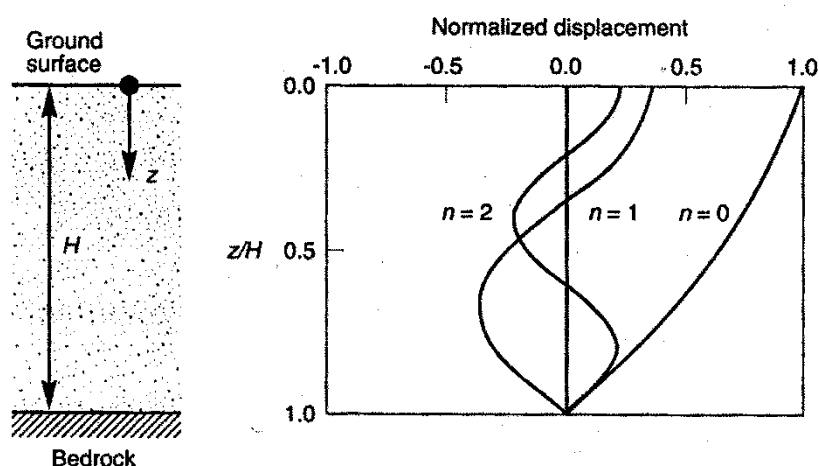
För en homogen jord kan egenfrekvenserna uppskattas med följande ekvation (Roësset, 1977):

$$f_n = \frac{(2n+1) \cdot C_s}{4H}, \quad (2.1.9)$$

där  $n = 0, 1, 2, \dots$ , och  $H =$  tjocklek av jordslagrets mäktighet.

Denna ekvation löstes av Roësset (1977) och gäller för förstärkning av vertikalt propagerande SH-vågor i en homogen dämpande jord överlagrande en hård berggrund. Vid varje egenfrekvens, utvecklas en s.k. **stående våg** i marken. Deformerade former av stående vågor visas i Figur 2.1.5. Den största förstärkningen uppstår vid den lägsta egenfrekvensen, även känd som **grundfrekvensen** ( $n = 0$ ). Därefter minskar förstärkningen vid högre egenfrekvenser. Från ekvation 2.1.9, framgår det att ett mäktigt jordlager av lös homogen jord förstärker lågfrekventa vågrörelser och ett tunt jordlager av fast homogen jord förstärker högfrekventa vågrörelser.

En bättre uppskattning av jords egenfrekvenser för samtliga vågtyper kan fås genom att beräkna egenfrekvenserna i en numerisk modell. Detta är speciellt användbart för jordprofiler med många olika material och geometrier. I en numerisk modell det är också möjligt att grafiskt studera de olika deformationsmönstren för förstärkning kring en egenfrekvens.



**Figur 2.1.6** Deformationsmönster för stående vågor vid grundfrekvens ( $n=0$ ), samt andra ( $n=1$ ) och tredje ( $n=2$ ) egenfrekvenser för ett homogent jordlager med en dämpkvot på  $\xi = 5\%$  (Kramer, 1996).

### Resonans

Resonans, även kallat egensvängning, är ett allmänt fenomen hos oscillerande eller vibrerande system som innebär att även en svag periodisk yttre störning (pådrivande kraft) nära systemets egenfrekvens kan leda till att systemets svängningsamplitud, accelerationer och energiinnehåll ökar kraftigt. Ökningen beror av frekvensen och blir maximal då frekvensen är lika med sy-

stemets egenfrekvens. Vid resonans kan stora energibelopp överföras av den pådrivande kraften till det vibrerande systemet, varvid skador eller störningar kan uppstå. Fenomenet har ibland därför stor teknisk betydelse för bland annat säkerhetssynpunkt.

### Stående våg

En stående våg är ett fenomen som bildas av två vågrörelser som rör sig i motsatta riktningar och är superponerade på varandra. Därigenom uppstår noder och bukar. Vågen ser ut att stå stilla och benämns därför som en stående våg. Mellan noderna sker svängningar i utbredningsriktningen (för en P-våg) eller vinkelrätt mot utbredningsriktningen (för en S-våg). Vågen har sin största amplitud i bukar och minsta i noder. Avståndet mellan noderna är en halv våglängd.

#### 2.1.6 Referenser

BARKAN, D.D., (1962), "Dynamic of Bases and Foundations", *McGraw-Hill Book Company*.

BODARE, A., (1996), "Jord- och Bergdynamik", Avdelning för Jord- & Bergmekanik, Institutionen för Miljö & Samhällsbyggnad, *Kungliga Tekniska Högskolan*, Stockholm, Sverige.

BOLT, B.A., (1993), "Earthquakes", *W.H. Freeman and Company*, New York, NY, US

BORNITZ, G., (1931), Über die Ausbreitung der von Groszkolbenmaschinen Erzeugten Bodenschwingen in die Tiefe, *Springer*, Berlin, Germany.

GUTOWSKI, T.G & DYM C.L, (1976), "Propagation of ground vibration: a review", *Journal of Sound and Vibration*, Vol. 49 No. 2, pp. 179-193

HALL, L. (2000), "Simulations and Analyses of Train-induced Ground Vibrations - A Comparative Study of Two- and Three-dimensional Calculations with Actual Measurements". Avdelning för Jord- & Bergmekanik, Institutionen för Miljö & Samhällsbyggnad, *Kungliga Tekniska Högskolan*, Stockholm, Sverige.

KRAMER, S.L., (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", *Prentice-Hall*

LAMB, H., (1904), "On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid", *Philosophical Transaction of the Royal Society*, London, Serie A, Vol. 203, pp. 1-42.

RICHTER, C.F., (1958), "Elementary Seismology", *W.H. Freeman*, San Francisco, CA, US.

ROËSSET, J.M., (1977), "Soil amplification of earthquakes", Chapter 19 in Desai, C.S. & Christian, J.T, *Numerical Models in Geotechnical Engineering*, pp. 871-880, McGraw-Hill, New York, NY, US.

TONOUCHI, K., SAKAYAMA, T., & IMAI, T., (1983), "S-wave velocity and the damping factor", *Bulletin of the International Association of Engineering Geology Symposium*, No. 26-27, pp. 327-333, Paris, France.

WOODS, R.D. & JEDELE, L.P., (1985), "Energy-attenuation relationships from construction vibrations", in Gazetas, G. & Selig, E.T, editors, *Vibration Problems in Geotechnical Engineering*, Special Technical Publication, pp. 187-202, ASCE, New York, NY, US.

## 2.2 Dynamiska jordegenskaper

Huvudförfattare: Hall, L., Delförfattare: Bengtsson, P.E., Senaste revidering: 2012-12-12

### 2.2.1 Töjningsberoende

Karaktären och spridningen av markvibrationer är starkt beroende av de mekaniska egenskaperna i jorden, där de som styr styvhet och dämpning är de mest betydelsefulla. Dessa egenskaper är i sin tur beroende av storleken av den vibrationsinducerade töjningen.

Vid små skjuvtöjningar,  $\gamma_c < 10^{-4}$ , så uppvisar de flesta jordarter ett rent **elastiskt beteende** och jorden återgår till sin ursprungliga form efter belastningen. Töjningar vid markvibrationer och vågutbredning i jorden ligger normalt inom detta område. Vid större skjuvtöjningar,  $10^{-4} < \gamma_c < 10^{-2}$ , så uppvisar de flesta jordarter ett **elasto-plastiskt** beteende varvid deformationer i jorden kvarstår efter avlastning. Dessa kvarstående deformationer kan ge sättningsskador i mark och sprickor i byggnader. När skjuvtöjningar är ännu större,  $\gamma_c > 10^{-2}$ , så kan jordmaterialet gå till **brott** varvid mycket stora deformationer uppstår utan någon ytterligare ökning i skjuvspänning. Skred och ras av slänter är exempel på företeelser som kan uppstå vid brott i jorden. I Tabell 2.2.1 sammanfattas jords deformationsbeteende utifrån storlek på skjuvtöjning.

**Tabell 2.2.1** Förändringar i jords deformationsbeteende med skjuvtöjning och motsvarande lämplig materialmodell vid analys aktuella problem (baserad på Ishihara, 1996).

Storlek på skjuvtöjning $\gamma_c$ (-)	10 <sup>-6</sup> 10 <sup>-5</sup> 10 <sup>-4</sup> 10 <sup>-3</sup> 10 <sup>-2</sup> 10 <sup>-1</sup> $\gamma_c$		
	Små töjningar	Måttiga töjningar	Stora töjningar
Problem	Vågutredning, vibrationer	Sättningar, sprickor	Skred, ras, packning, liquefaction
Typ av deformationer	Elastiska	Elastoplastiska	Brott
Lastcykler	Ingen påvekan		Påvekan av antal och frekvens
Styrande jordegenskaper	Styvhet (skjuvmodul och tvärkontraktionstal) och materialdämpning		Hållfasthet
Lämplig materialmodell	Linjär modell	Ekvivalent linjär modell	Cykliskt icke-linjära modell

Notering: Gränserna är ungefärliga.

### 2.2.2 Dynamiska materialmodeller

I föregående avsnitt beskrevs sambandet mellan jordens deformationsbeteende och töjning, samt de olika fenomen associerade med dessa. I detta avsnitt diskuteras olika matematiska modeller för att beskriva jordens deformationsbeteende. Dessa matematiska modeller kallas allmänt **materialmodeller** och används vid analys och dimensionering av jorddynamiska problem. En sammanfattning av förhållandet mellan respektive problem, jords deformationsbeteende och lämpliga materialmodeller för sådana analyser redovisas i Tabell 2.2.1. Analys och dimensionering med materialmodeller utförs idag vanligen i numeriska beräkningsprogram.

#### Linjär materialmodell

Den enklaste jordmodellen för att beskriva spännings-töjnings-tid-förhållanden (konstitutiv ekvation) är en elastisk materialmodell, där spänning och töjning är linjärt beroende. När en jords deformationsbeteende förväntas ligga inom **små töjningar** ( $\gamma_c < 10^{-4}$ ), så är spännings- och töjningsförhållandet i princip linjärt proportionellt. Användningen av en linjärelastisk materialmodell är då motiverat (t.ex. för beräkning av vågutbredning). I detta fall är skjuvmo-

dule den viktigaste materialparametern för en tillförlitlig modellering av jordens deformationsbeteende. Teoretiskt försvinner ingen energi i en linjärelastisk materialmodell. Dock finns experimentella bevis (Hall & Richart, 1963) att energi i jorden försvinner även vid låga töjningsnivåer, varför materialdämpningen aldrig är noll.

I ett numeriskt beräkningsprogram kan den linjära spännings-töjningsrelation uttryckas som:

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\}, \quad (3.1.3)$$

där  $[D]$  är styvhetsmatrisen och  $\{\sigma\}$  och  $\{\varepsilon\}$  är spännings-, respektive töjningsvektorna. Se vidare i handböcker om finita-element-metoden för detaljer om styvhetsmatrisen.

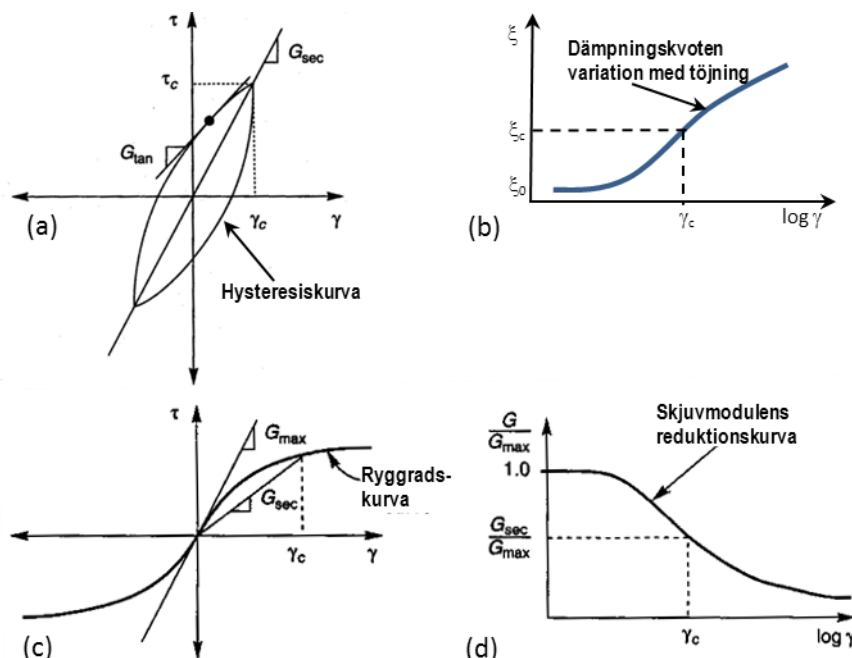
### Ekvivalent linjär materialmodell

När **måttliga skjuvtöjningar** ( $10^{-4} < \gamma_c < 10^{-2}$ ) förväntas, kan en ekvivalent linjär materialmodell vara lämpligare att använda för att beskriva jordens deformationsbeteende. Vid dessa töjningsnivåer minskar skjuvmodulen med ökande skjuvtöjning och energiförluster uppstår under varje belastningscykel. Energiförluster under belastningscykler kan beskrivas med en hysteresiskurva, se Figur 2.2.1.a. Lutningen av hysteresiskurvan beror på styvheten i jorden och kan beskrivas med hjälp av tangentmodulen,  $G_{tan}$ , medan medelvärde för styvheten är sekantmodulen och kan definieras enligt följande:

$$G_{sec} = \frac{\tau_c}{\gamma_c}, \quad (2.2.1)$$

där  $\tau_c$  och  $\gamma_c$  är den cykliska skjuvspänningen, respektive den cykliska skjuvtöjningen.

Området inom hysteresiskurvan är ett mått på energiförlusten under en belastning. Energiförlusten kan beskrivas som dämpkvoten  $\xi$  enligt definition i ekvation 2.2.6.



**Figur 2.2.1** (a) Definition av sekantmodulen,  $G_{sec}$ , och tangentmodulen,  $G_{tan}$ . (b) Dämpkvotens variation med skjuvtöjning. (c) Ryggradskurva med typisk variation av  $G_{sec}$  med skjuvtöjning. (d) Skjuvmodulskvotens variation med skjuvtöjning benämnd som skjuvmodulens reduktionskurva.



Skjuvmodulens variationen längs hysteriskurvan kan beskrivas med en, enligt Kramer (1996), så kallad **ryggradskurva** (eng: backbone curve), se Figur 2.2.1.c. Kurvans lutning i origo representerar det största värdet för skjuvmodulen ( $G_{max}$ ). Vid större töjningar sjunker sekantmodulen,  $G_{sec}$ , till ett värde mindre än  $G_{max}$ . Genom att rita ut kvoten mellan sekantmodulen och skjuvmodulens maximala värde ( $G_{sec}/G_{max}$ ) mot skjuvtöjning erhålls **skjuvmodulens reduktionskurva** (Figur 2.2.1.d). Samtidigt som sekantmodulen sjunker med skjuvtöjning, så expanderar hysteresiskurvan p.g.a. energiförluster (se Figur 2.2.1.a och b). Energiförlusterna beror, enligt Gazetas (1991), på att jordpartiklarna glider från varandra vid större töjningar. Således, minskar skjuvmodulen  $G$  med skjuvtöjningen, medan dämpkvoten  $\xi$  ökar med skjuvtöjningen.

Vid analys med den ekvivalent linjära materialmodellen i numeriska beräkningsprogram används utvärderade värden för skjuvmodulens och dämpkvotens variation med töjningen i en iterativ process för respektive material. Linjära problem itereras till dess att skjuvmodulen och materialdämpningen överensstämmer med töjningen i varje element i den numeriska modellen. Den här iterativa processen med ekvivalent materialmodell i ett numeriskt beräkningsprogram kan beskrivas på följande sätt (efter Lysmer, 1978):

1. Värden för skjuvmoduler och materialdämpkvot uppskattas för varje jordlager.
2. Systemet analyseras linjärt och skjuvtöjning beräknas för varje element i den numeriska modellen.
3. Från beräknade skjuvtöjningar fås en ny uppskattning av skjuvmodulen och materialdämpning av utvärderade kurvor för skjuvmodulens och dämpkvotens variation med töjningen (motsvarande de i Figur 2.2.1.b och d).
4. Med den nya uppskattningen av skjuvmodul och materialdämpning från steg 3 startar analysen om från steg 2. Denna process upprepas tills konvergens har skett (vanligtvis inom 3 - 4 iterationer).
5. Resultatet från den sista iteration tas sedan som en approximation lösning av det olinjära problemet.

Nackdelen med denna metod är att permanenta deformationer inte kan beräknas. Däremot ger metoden en relativt bra uppskattning av markens respons när större töjningar induceras i jorden.

### Cykliska icke-linjära materialmodeller

Vid **stora skjuvtöjningar** ( $\gamma_c > 10^{-2}$ ) så tenderar jordegenskaperna att förändras avsevärt med töjningen, men även med antalet lastcykler och dess frekvenser. För att kunna analysera problem vid större skjuvtöjningar krävs materialmodeller som kan ta hänsyn till det olinjära deformationssambandet mellan spänning och töjning. Dessa materialmodeller benämns som cyklisk icke-linjära materialmodeller och följer jordens faktiska spännings-töjningssamband under cyklisk belastning. På detta sätt kan skjuvhållfasthet i jorden bestämmas med en lämplig modellering av portryck. De cykliska icke-linjära modellerna kännetecknas av en ryggradskurva och en serie regler som styr belastning- och avlastningssamband, skjuvmodulens reduktion och dämpningens ökning, packning och andra effekter. Ju mer komplex modell, desto fler av jordens olika beteenden kan modelleras. De vanligaste cykliska icke-linjära modellerna bygger på den **utökade Masing-modellen**. Denna använder följande fyra regler för att beskriva spännings-töjningssambandet (efter Kramer, 1996):

1. Den initiella belastningen följer ryggradskurvan:

$$\tau = F_{bb}(\gamma), \text{ där } F_{bb} \text{ är ryggradsfunktionen } F_{bb}(\gamma) = \frac{G_{max} \gamma}{1 + (G_{max} / \tau_{max}) |\gamma|}$$

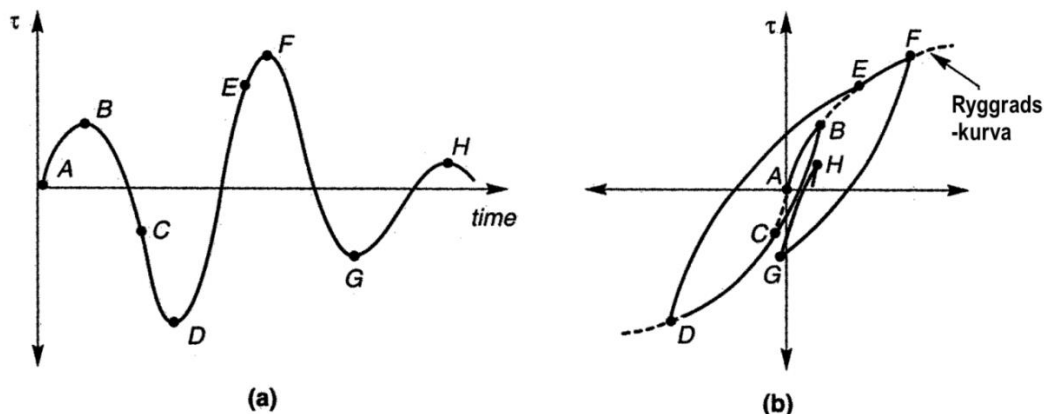
- Om avlastning inträffar vid en punkt på ryggradskurvan definierad av  $(\gamma_r, \tau_r)$ , följer avlastningen en spännings-töjningskurva definierad av följande samband:

$$\frac{\tau - \tau_r}{2} = F_{bb} \left( \frac{\gamma - \gamma_r}{2} \right)$$

- Om en spännings-töjningskurva från avlastning eller belastning korsar "ryggradskurvan" följer den ryggradskurvan tills nästa avlastning-/belastningscykel uppstår.
- Om en spännings-töjningskurva korsar en spännings-töjningskurva från en föregående cykel av belastning eller avlastning, följer den spännings-töjningskurva från den föregående cykeln.

Ett exempel på den utökade Masing-modellen visas i Figur 2.2.2.

De cykliska icke-linjära modellerna kan, när inarbetade i numeriska beräkningsprogram, ge mycket värdefull information för utvärdering av riskområdet för jordförvätskning (se avsnitt 4.1.1). Detta då materialmodellens kan beräkna portrycksökning, fördelning och ev. portrycksminskning under och efter en jordbävning. Den största fördelen med en icke-linjär materialmodell är dock att permanenta deformationer kan beräknas.



**Figur 2.2.2** Exempel på den utökade Masing-modellen: (a) variation av skjuvspänningen med tiden (b) motsvarande spännings-töjningssamband (Kramer, 1996).

### Avancerad cykliska icke-linjära modeller

Mer exakta metoder för att återge jordens deformationsbeteende baseras på **avancerade cyklisk icke-linjära modeller**. Dessa modeller kräver i allmänhet en regel för deformationshårdnande (eng: hardening law) för att beskriva förändringar av plasticeringsytan när plastiska deformationer förekommer, samt en flyttag (eng: flow rule) för att beskriva sambandet mellan plastisk deformation och spänningsökning. Problemet med avancerade cykliska icke-linjära modeller är att många fler parametrar behövs än i enklare jordmodeller och att utvärdering av dessa parametrar kan vara svårt att utföra från befintligt underlag. Mer information om avancerade cykliska icke-linjära modeller kan hittas i Zienkiewicz et al (1999).

### 2.2.3 Skjuvmodul

#### Maximal skjuvmodul

Skjuvmodulen är den enskilt viktigaste jordparametern som påverkar utbredningen av spänningsvågor och storleken på markvibrationer. Det mest tillförlitliga sättet att utvärdera skjuvmodul för en jordprofil är att mäta skjuvvågshastigheten ( $c_{S0}$ ) vid små skjuvtöjningar på plats (in-situ). Den **maximala skjuvmodulen**  $G_{max}$  beräknas sedan enligt följande:

$$G_{max} = \rho \cdot c_{S0}^2 \quad (2.2.2)$$

där  $\rho$  är skrymdensiteten och  $c_{s0}$  utbredningsfarten för skjuvvågor vid små töjningar.

Skjuvmodulen kan också uppskattas genom empiriska samband med andra jordparametrar. Två av de enklare empiriska sambanden beskrivs nedan för friktionsjord, respektive kohesionsjord.

**För friktionsjord**, kan följande empiriska uttryck användas för att uppskatta den maximala skjuvmodulen (Seed & Idriss, 1970):

$$G_{\max} = 1000K_2\sqrt{p'} \quad [\text{kPa}] \quad (2.2.3)$$

där  $K_2$  är en empirisk koefficient som kan uppskattas utifrån jordart, portal  $e$  eller relativ densiteten  $D_r$  (Tabell 2.2.2) och  $p'$  är medeleffektivspänning i kPa.

Typiska värden för  $K_2$  i järnvägsbankar är, enligt TK GEO, ungefär 30 för makadamballast och ca 15 för underballast.

**Tabell 2.2.2** Uppskattning av den empiriska koefficienten  $K_2$  utifrån typ av friktionsjord, portal  $e$  eller relativ densitet  $D_r$  (baserad på Seed & Idriss, 1970)

Typ av friktionsjord	$K_2(\sqrt{\text{kPa}})$	$e$ (-)	$K_2(\sqrt{\text{kPa}})$	$D_r$ (%)	$K_2(\sqrt{\text{kPa}})$
Löst lagrad sand	7.5	0.9	7.5	30	7.5
Fast lagrad sand	11	0.8	8.5	40	8.5
Mycket fast lagrad sand	14	0.7	9.5	50	9.5
Mycket fast lagrad sandig grus	30–33	0.6	11	60	11.5
		0.5	13	75	13
		0.4	15	90	15

**För kohesionsjord** kan uppskattningar av maximal skjuvmodul erhållas från odränerad skjuvhållfasthet ( $c_u$ ). För skandinaviska leror, enligt Larsson & Mulabdic (1991), rekommenderas följande empiriska relationer för att uppskatta maximal skjuvmodul för mellanplastisk till högplastisk lera (ekvation 2.2.4.a), samt lågplastisk lera och lerig gyttja (ekvation 2.2.4b).

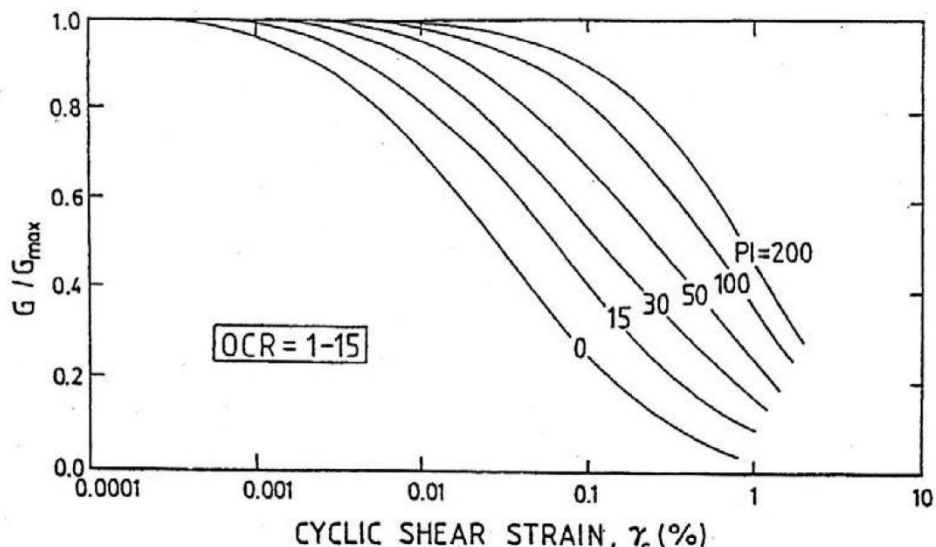
$$G_{\max} = \left( 208 \frac{c_u}{I_p} + 250 \right) \cdot c_u \quad (2.2.4.a)$$

$$G_{\max} = 504 \cdot \frac{c_u}{w_L} \quad (2.2.4.b)$$

där  $I_p$  är plasticitetsindex och  $w_L$  är flytgränsen.

### Skjuvmodulens reduktionskurva

Utöver töjning, så finns det även andra lastförhållanden som komplicerar utvärderingen av skjuvmodulen och ger påverkan på skjuvmodulens reduktionskurva. En av de jordparametrar med större påverkan på skjuvmodulens reduktionskurva minskning är jordens plasticitet. Det har i forskning konstaterats att mycket plastiska jordarter inte är lika känsliga för dynamiska belastningar som jordar med låg plasticitet. Baserat på resultat från laboratorietester på ett brett urval av material, har av Vucetic & Dobry (1991) och andra visat att skjuvmodulens reduktionskurva påverkas av plasticitetsindex ( $I_p$ ) som enligt Figur 2.2.3.



**Figur 2.2.3** Skjuvmodulens reduktionskurva för finkorniga jordar med olika plasticitetsindex (Vucetic & Dobry, 1991).

I Tabell 2.2.3 sammanfattas effekten av olika jordparameterars påverkan på skjuvmodulens reduktionskurva.

**Tabell 2.2.3** Lastförhållandens påverkan på skjuvmodulens reduktionskurva och materialdämpning (baserad på Dobry and Vucetic, 1987)

Jordparameter	Skjuvmodulens reduktionskurva, $G/G_{max}$	Dämpkvoten, $\xi$
Skjuvtöjningsamplitud, $\gamma_c$	Minskar med $\gamma_c$	Ökar med $\gamma_c$
Medeleffektivspänning, $\sigma'_m$	Minskar med $\sigma'_m$ , men effekten avtar med ökande $I_p$	Minskar med $\sigma'_m$ , men effekten avtar med ökande $I_p$
Jordtyp och plasticitetsindex, PI	Ökar med $I_p$	Minskar med $I_p$
Antal belastningscykler, N	Minskar med $N^*$ för plastiska jordarter vid stora $\gamma_c$	Ökar med $N^*$ för plastiska jordarter vid stora $\gamma_c$
Belastningsfrekvens, $\dot{\gamma}$	Kan minska med $\dot{\gamma}$	Kan öka med $\dot{\gamma}$
Överskonsolideringskvot, OCR	Kan minska med OCR	Ingen större påverkan
Portal, e	Ökar med e	Minskar med e
Partikelstorlek, form och fördelning	Kan påverkas	Kan påverkas

Empiriska ekvationer har tagits fram för bestämning av skjuvmodulens reduktionskurva utifrån plasticitetsindex  $I_p$  (%), medeleffektivspänning  $\sigma'_m$  (atm) och överkonsolideringskvot OCR (-). Ett av de enklare sambanden är framtagen av Darendelli (2001). **Skjuvmodulens reduktionskurva** kan, enligt Darendelli (2001), bestämmas ur följande empiriska ekvationer:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma_c}{\gamma_{cr}}\right)^{\phi_0}} \quad (2.2.5.a)$$

$$\gamma_{cr} = \left(\phi_1 + \phi_2 \cdot I_p \cdot OCR^{\phi_3}\right) \cdot \sigma'_m{}^{\phi_4} \quad (2.2.5.b)$$

Där  $\phi$  är konstanter erhållna från kurvanpassning med laboratorieresultat och har, enligt Darendelli (2001), följande värden:  $\phi_0=0.92$ ,  $\phi_1=0.0352$ ,  $\phi_2=0.001$ ,  $\phi_3=0.3246$  och  $\phi_4=0.3483$ .

## 2.2.4 Dämpkvot

Perfekt elastiska material har inte någon materialdämpning. Jordar är dock inte helt elastiska och uppvisar energiförluster även vid mycket små töjningar. Detta fenomen, som brukar kallas **intern dämpning**, är i allmänhet relativt litet små vid små töjningar. Vid måttliga töjningar ökar materialdämpningen med ökande töjning. Energiförlusten under en belastningscykel beror på arean inom hysteresiskurvan, se Figur 2.2.2.a och definieras enligt följande:

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \frac{A_{loop}}{G_{sec} \gamma_c^2} = \frac{W_D}{4\pi W_S}, \quad (2.2.6)$$

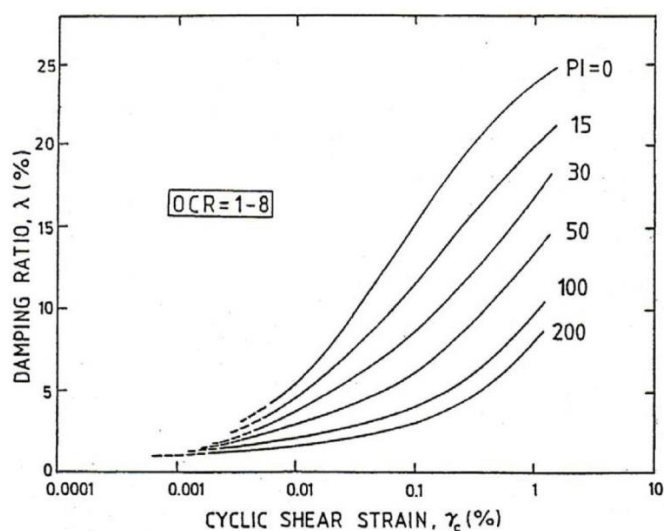
där  $W_D$  är energiförlusten per cykel,  $W_S$  är den maximala töjningsenergin och  $A_{loop}$  är arean inom hysteresiskurvan.

Vanligtvis varierar dämpkvoten mellan 2% och 6% vid små skjuvtöjningar. Dämpkvoten är vanligtvis lägre för markvibrationer i lera och något högre i friktionsjord vid samma skjuvtöjningen. Dämpkvoten antas vara oberoende av frekvens och amplituden på svängningsrörelser vid små skjuvtöjningar ( $\gamma_c < 10^{-4}$ ) och benämns som **hysterisdämpning**. Vid större skjuvtöjningar ( $\gamma_c > 10^{-4}$ ) ökar arean inom hysteresiskurvan och därmed också dämpkvoten.

Liksom för skjuvmodulen, så påverkas dämpkvoten av ett antal belastningsförhållanden. Några av dessa beskrivs i Tabell 2.2.3. På samma sätt som för skjuvmodulen har Vucetic & Dobry (1991), utifrån resultat från laborietester på ett brett urval av material, visat att dämpkvoten påverkas av plasticitetindex  $I_p$  (se Figur 2.2.4). Utifrån dessa resultat och med utgångspunkt från den empiriska ekvationen för skjuvmodulens reduktionskurva (se ekvation 2.2.5) kan dämpkvotens töjningsberoende och relation till plasticitetsindex, bestämmas enligt följande empiriska ekvation (Ishibashi & Zhang, 1993):

$$\xi = \left(\frac{I}{6}\right) \cdot \left\{1 + \exp(-0.0145 I_p^{1.3})\right\} \cdot \left[0.586 \left(\frac{G}{G_{max}}\right)^2 - 1.547 \left(\frac{G}{G_{max}}\right) + 1\right] \quad (2.2.6)$$

Modellering av materialdämpning i numeriska beräkningsprogram är till stor del relaterad till den typ av numerisk metod som tillämpas. För vidare information om modellering av materialdämpning i numeriska metoder, se Stewart et al (2008).



**Figur 2.2.4** Dämpkvotens variation med cyklisk skjuvtöjning för finkorningar jordar med olika plasticitetsindex (Vucetic & Dobry, 1991).

### 2.2.5 Densitet

Per definition, så påverkar skrymdensiteten utbredningsfarterna för alla spänningsvågor. **Skrymdensiteten** för olika jordarter ligger vanligtvis mellan  $1,5 \text{ t/m}^3$  och  $2,5 \text{ t/m}^3$ , och en variation mellan dessa värden resulterar i relativt små förändringar i utbredningsfarter. Skrymdensiteten påverkas främst av vattenmättnadsgrad och är i helt vattenmättad jord ca 20 % tyngre än för en torr jord. Typiska värden på densiteter för olika jordarter visas i Tabell 2.2.7.

### 2.2.6 Tvärkontraktionstal

För jordar som inte vattenmättad, kan **tvärkontraktionstal** (även benämnt som Poissons tal)  $\nu$  bestämmas genom relationen mellan P-vågens och S-vågens utbredningsfarter enligt följande:

$$\nu = \frac{1 - \kappa^2}{2}, \text{ där } \kappa = c_P / c_S \quad (2.2.7)$$

Detta uttryck är dock ganska osäkert eftersom små fel i P-vågen och S-vågen utbredningsfarter ger upphov till relativt stora variationer i tvärkontraktionstalet,  $\nu$ . Emellertid, eftersom S-vågens utbredningsfart är nära relaterad till skjuvmodulen, är det främst P-vågens utbredningsfart som påverkar storleken på tvärkontraktionstalet. P-vågor kan färdas genom både fasta och flytande material, medan S-vågen inte kan utbredas i vätska. I de flesta jordmaterial är P-vågens utbredningsfart lägre än vattnets, varför dess utbredningsfart är mest en indikator av mängden porvatten i jorden. Med andra ord beror Poissons tal till större delen av vattenmättnadsgrad i jorden. Å andra sidan är inte Poissons tal särskilt känslig för typ av jordart, effektivspänning eller portal. Ett annat kännetecken för Poissons tal är att när den har ett värde som närmare sig 0,5, så blir materialet inkompressibelt och P-vågens utbredningsfart går mot oändligheten. En guide i valet av Poissons tal för olika jordarter finns sammanfattade i Tabell 2.2.7.

### 2.2.7 Mätning av dynamiska jordegenskaper

Konventionella geotekniska undersökningar i fält och laboratorium ger information om hållfasthet och styvhet vid stora töjningar ( $\gamma_c > 10^{-2}$ ). Vid analyser av jorddynamiska problem krävs bedömning av jordegenskaper under små och måttliga töjningar ( $\gamma_c < 10^{-2}$ ). Dessa egenskaper kan uppskattas genom empiri (t.ex. ekvationer 2.2.3 och 2.2.4.), men ger då inte alltid tillräcklig noggrannhet och information. För att kunna modellera dynamiska problem på ett riktigt sätt kan därför specifika seismiska undersökningar krävas för att bedöma erforderliga dynamiska jordegenskaper.

Vid jorddynamiska problem under små skjuvtöjningar ( $\gamma_c < 10^{-4}$ ), så består förenklat de dynamiska jordegenskaperna av maximal skjuvmodul, materialdämpning, tvärkontraktionstal och skrymdensitet. Vid högre skjuvtöjningar ( $\gamma_c > 10^{-4}$ ), kan det även krävas bestämningar av skjuvmodulens och materialdämpnings variation med skjuvtöjningen, påverkan av töjningshastighet och antalet lastcykler. I föreliggande avsnitt görs en kort jämförelse av kända metoder för laboratorie- och fältundersökningar för bestämning av jorddynamiska egenskaper. Mer detaljerade beskrivningar av de olika undersökningsmetoderna finns i Woods (1978).

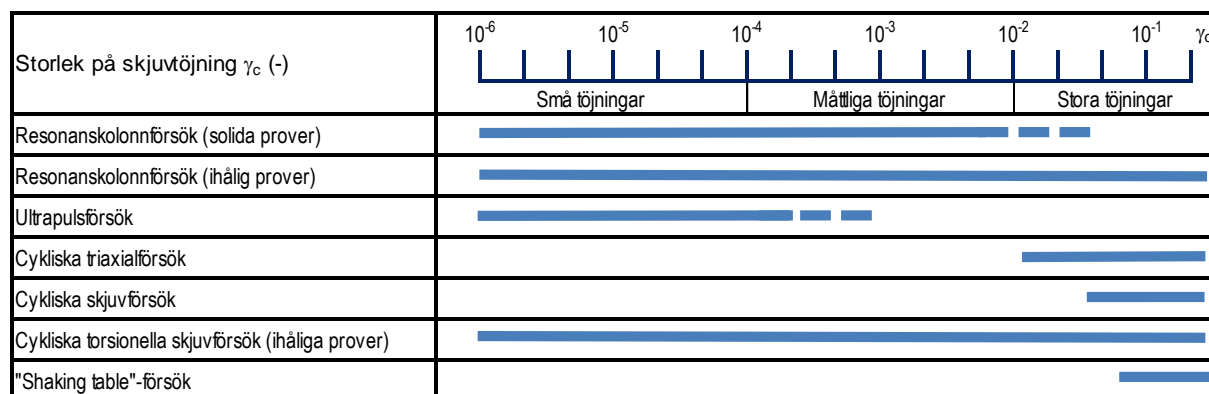
## Laboratorieundersökningar

I Tabell 2.2.4 redovisas olika laboratorieundersökningsmetoder för utvärdering av dynamiska jordegenskaper och dessa respektives förmåga att mäta olika jordegenskaper över olika skjuvtöjningar. Ur tabellen framgår detta att resonanskolonnförsök, cykliska triaxialförsök, cykliska skjuvförsök och cykliska torsionella skjuvförsök är de mest mångsidiga metoderna och kan användas för att utvärdera skjuvmodul, materialdämpning och spänningstöjningssamband vid cyklisk belastning. Dock kan resonanskolonnförsök och cykliska torsionella skjuvförsök används för att bestämma dessa jordegenskaper och över ett större skjuvtöjningsområde jämfört med övriga metoder.

Det största problemet med laboratorieundersökningar är att det kan vara svårt att ta upp ostörda jordprover. Dessutom kan det vara svårt att åstadkomma jordens ursprungliga spänningshistoria i laboratoriet. Detta gäller speciellt för friktionsjordar, men även i viss mån för kohesionsjordar. Dock kan laboratorieundersökningar ge värdefull information då olika förutsättningar kan simuleras och effekten de har på dynamiska materialegenskaperna kan därmed studeras. Möjligheten att kunna bestämma skjuvmodulens och dämpkvotens variation med skjuvtöjningen kan ibland vara särskilt värdefull vid dynamiska problem.

**Tabell 2.2.4** Laboratiemetoder för utvärdering av dynamiska jordegenskaper, samt deras kapacitet att mäta egenskaper vid olika skjuvtöjningar (baserad på Woods, 1978)

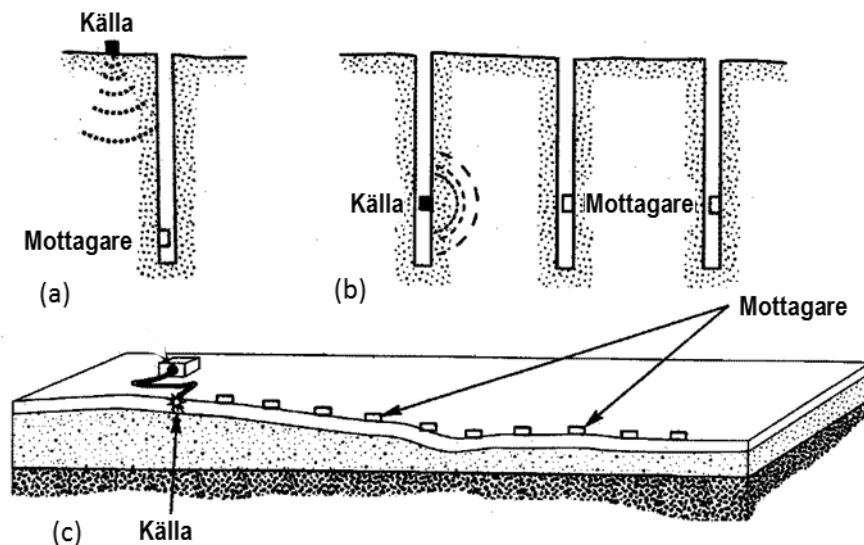
Metod /Läs mer	Skjuvmodul	Materialdämpning	Spänningsuppträdande vid cyklisk belastning
Resonanskolonnförsök <i>/ASTM D4015 (2007) Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Resonant Column Method</i>	Ja	Ja	
Ultrapulsförsök <i>/Arulnathan et al(1998)</i>	Ja		
Cykliska triaxialförsök <i>/ASTM D5311 (2011) Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil</i>	Ja	Ja	Ja
Cykliska skjuvförsök	Ja	Ja	Ja
Cykliska torsionella skjuvförsök	Ja	Ja	Ja
"Shaking table"-försök	Ja		Ja



## Fältundersökningar

Fältundersökningar har fördelen relativt laboratorieundersökningar att utvärdering av jordegenskaper baseras på mätningar på plats och ingen upptagning av jordprover krävs som kan förändra jordens spänningsförhållanden. Fältundersökningar innebär också mätning av jordegenskaper över en relativt stor jordvolym, vilket också minimerar spridning av bestämda egenskaper p.g.a. små icke-representativa jordprover. Nackdelen med fältundersökningar är att det oftast inte är möjligt att undersöka andra effekter än de som råder vid undersökningstillfället. I många fältundersökningsmetoder är det inte alltid den specifika jordegenskapens som mäts utan den måste istället uppskattas indirekt genom teoretiska eller empiriskt samband.

De vanligaste fältundersökningsmetoderna för mätning av dynamiska egenskaper är s.k. **geofysiska undersökningar** där den dynamiska skjuvmodulen utvärderas genom mätning av kompressionsvågen ( $c_p$ ) eller skjuvvågens ( $c_s$ ) utbredningsfarter. Eftersom kompressionsvågor påverkas av porvatten i jorden och p.g.a. den nära relation som finns mellan skjuvvågsfart och skjuvmodul, så är flertalet undersökningar inriktade mot bestämning av skjuvvågens utbredningsfart. Deformationerna (svängningsrörelsen) är normalt betydligt större för skjuvvågor än jämfört för kompressionsvågor och därför också lättare att mäta. De tre främsta geofysiska undersökningsmetoderna (se Figur 2.2.5) är nerhålsförsök (eng. down-hole test), mellanhålsförsök (eng. cross-hole test) och ytvågsrefraktionsförsök (eng. surface refraction test).



**Figur 2.2.5** (a) Nerhålsförsök (down-hole test), (b) mellanhålsförsök (cross-hole test) och (c) ytvågsrefraktionsförsök (surface refraction test), Kramer (1996).

I Tabell 2.2.5 jämförs olika fältundersökningsmetoder förmåga att användas för mätning av dynamiska jordegenskaper, respektive deras möjligheter att mäta jordegenskaper över olika skjuvtöjningar. Utifrån dessa tabeller framgår det att **mellanhålsförsök** (eng. cross-hole test) är den bästa metoden för mätning av den dynamiska jordmodulen in-situ. Den näst bästa metod **nerhålsförsök** (eng. down-hole test), men har en fördel genom att den är billigare att utföra eftersom endast ett borrhål krävs. Mellanhålsförsök bedöms dock som mer exakt då gångvägen för spänningsvågorna väldefinierad och då olika jordlager oftast är avlagrade horisontellt.



**Tabell 2.2.5** Fältundersökningsmetoder för bestämning av dynamiska jordegenskaper och deras kapacitet att mäta egenskaper vid olika skjuvtöjningar (baserad på Woods, 1978)

Metod /Läs mer	P-vågs-fart	S-vågs-fart	Andra mätningar	Fördelar	Nackdelar
<p>Storlek på skjuvtöjning <math>\gamma_c</math> (-)</p>					
Refraktionsförsök					
Mellanhålsförsök					
Nedhålsförsök					
Stationära (steady state) vibrationsförsök					
SASW-försök					
Resonansfundamentförsök					
<b>Refleksionsförsök</b> <i>/ASTM D7128 - 05 (2010) Standard Guide for Using the Seismic-Reflection Method for Shallow Subsurface Investigation</i>	Ja	Ja	Djup och lutning av jordlager	Reversibel polaritet. Mätning från markytan. Undersökning av stora områden till stora djup. Preliminära undersökningar.	Osäker bedömning gångtider. Missar låga utbredningsfarter vid låga amplituder.
<b>Refraktionsförsök</b> <i>/SGF:s metodblad: Seismisk (2008) ASTM D5777 - 00(2011)e1 Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation</i>	Ja	Ja	Djup och lutning av jordlager	Reversibel polaritet. Mätning från markytan. Undersöker stora zoner. Preliminära undersökningar.	Missar låga utbredningsfarter vid låga amplituder. Mäter bara egenskaper för yttnära jordlager. Styvheten måste öka med djupet.
<b>Mellanhålsförsök (cross-hole tests)</b> <i>/STM D4428 / D4428M (2007) Standard Test Methods for Cross hole Seismic Testing</i>	Ja	Ja	Utbredningsfart som funktion av töjning Materialdämpning	Känd vågutbredningsväg. Reversibel polaritet. Fungerar vid små ytor. Bestämning av låga utbredningsfarter.	Behöver 2 st eller fler borrhål.
<b>Nerhålsförsök (down-hole tests)</b> <i>/ASTM D7400 (2008) Standard Test Methods for Down hole Seismic Testing</i>	Ja	Ja	Materialdämpning	Endast ett borrhål. Känd vågutbredningsväg. Fungerar vid små ytor. Bestämning av låga utbredningsfarter.	Mäter medelfart. Störning av yttnära brus. Endast små skjuvtöjningar.
<b>Stationära (Steady state) vibrationsförsök</b>		Ja	Materialdämpning	Fungerar från markytan.	Osäker på bestämning av egenskaper på större djup. Stor vibrator krävs.
<b>SASW-försök (Spectral analysis of surface wave)</b> <i>/SGF:s metodblad: Ytvågseismik (2008)</i>		Ja	Djup och lutning av jordlager.	Fungerar från markytan.	Osäker på bestämning av egenskaper på större djup.
<b>SPT-, CPT-, DMT- och PMT-försök.</b> <i>/Mayne &amp; Rix (1993)</i>			Empiriska korrelationer för bestämning av risk för jordförvätskning.	Vanligt använd metod (SPT and CPT). Vanlig tidigare använd metod (SPT).	Behöver standardiseras. Empiriska samband.
<b>Resonansfundamentförsök (Resonant footing test)</b> <i>/Baidya &amp; Krishna (2001)</i>			Moduler nära ytan. Materialdämpning.	Fungerar från markytan.	Osäker på bestämning av egenskaper på större djup.

**Refraktionsförsök** möjliggör undersökning över stora områden, men det finns en förlust i precision på grund av de många olika refraktionsvägar spänningsvågorna kan ta. Den är dock mer säker än **reflektionsförsök** där det kan vara svårt att skilja mellan gångtider för reflekterade och direkta spänningsvågor. Ytvågsförsök är begränsade till bestämning av egenskaper för de övre jordlagren. Ett exempel på en ytvågsförsök är det **stationära vibrationsförsöket** (eng. steady-state vibration test). I detta försök, mäts våglängden för en Rayleigh-våg intill en vertikal vibrator. Härigenom kan Rayleigh-vågornas fasvågshastigheter bestämmas. Den vanligaste ytvågsförsöksmetoden idag är spektrala analyser av ytvågor, så kallade **SASW-mätningar** (engelsk förkortning för Spectral Analysis of Surface Waves). Här används dispersionskurvor för att identifiera jordlagermaktigheter och bestämning av skjuvvågens utbredningsfarterna för de olika jordskikten. Det finns även en utökad variant av SASW som benämns MASW (engelsk förkortning för Multichannel Analysis of Surface Waves). En mer sällsynt metod är **resonansfundamentförsök** (eng. resonant footing test) som kan användas för att bestämma dämpningsegenskaper för fundament.

### Typiska värden

Typiska värdena för skjuvvågens utbredningsfarter uppmätta i jordar varierar vanligen mellan 80 och 500 m/s. Dessa värden kan mätas antingen över eller under grundvattenytan. Värdena för kompressionsvågens utbredningsfart i jord beror på vattenmättnadsgraden. För torra jordar varierar kompressionsvågens utbredningsfart oftast mellan 185 till 650 m/s. Även för jordar med en vattenmättnadsgrad på 98% eller mindre har kompressionsvågen, enligt Hoar & Stokoe (1978), ett liknade intervall för utbredningsfarten. I vattenmättade jordar har kompressionsvågen normalt en utbredningsfart kring 1500 m/s. Typiska utbredningsfarter för skjuvvågen och kompressionsvågor och motsvarande dynamiska egenskaper för olika jord- och bergarter sammanfattas i Tabell 2.2.6.

**Tabell 2.2.6** Typiska jordegenskaper för olika jord- och bergarter. Värden angivna inom parentes motsvarar egenskaper jordar med en vattenmättnadsgrad mindre än 98 % (baserad på Head & Jardine, 1992)

<b>Material</b>	<b>Utbredningsfart</b> (små töjning)		<b>Poissons tal</b> $\nu$ (-)	<b>Densitet</b> $\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	<b>Skjuvmodul</b> $G_{Max}$ (MN/m <sup>2</sup> )
	$c_{P0}$ (m/s)	$c_{S0}$ (m/s)			
Lös sand	1450-1550 (185-450)	100-250	0,48-0,5 (0,3-0,35)	1,5-1,8	15-110
Medelfast sand	1500-1750 (325-650)	200-350	0,47-0,49 (0,2-0,3)	1,7-2,1	70-250
Fast sand	1700-2000 (550-1300)	350-700	0,45-0,48 (0,15-0,3)	1,9-2,2	230-1000
Lös lera	1450-1550	80-180	0,47-0,5	1,6-2,0	10-65
Halvfast lera	1500-1700	180-300	0,47-0,5	1,7-2,1	55-190
Fast lera	1600-1900	300-500	0,47-0,5	1,8-2,3	160-450
Sandsten	1400-4000	800-2000	0,25-0,35	2,0-2,4	1300-9500
Kalksten	2100-6000	1200-3000	0,25-0,35	1,8-2,5	2600-20000
Gnejs	3500-7000	2000-3500	0,25-0,35	2,2-2,6	8500-32000

## 2.2.8 Referenser

- ARULNATHAN R., BBOULANGER R. W., REIMER M.F. (JUNE 1998) "Analysis of Bender Element Tests", *Geotechnical Testing J.*, GTJODJ, Vol. 21 No. 2, pp. 120-131.
- ASTM D4015 (2007) "Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Resonant-Column Method". *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D5311 (2011) "Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil", *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D7128 – 05 (2010) "Standard Guide for Using the Seismic-Reflection Method for Shallow Subsurface Investigation". *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D5777 – 00 (2011) "Standard Guide for Using the Seismic Refraction Method for Subsurface Investigation". *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D4428 / D4428M (2007) "Standard Test Methods for Crosshole Seismic Testing" *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM D7400 – (2008) "Standard Test Methods for Downhole Seismic Testing". *American Society for Testing and Materials*.
- BAIDYA, D. K., AND MURALI KRISHNA,G (2001) "Investigation of resonant frequency and amplitude of vibrating footing resting on layered soil system" *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 24 (4) PP 409 - 417).
- DARENDELI, M. (2001). "Development of a new family of normalized modulus reduction and material damping curves." Ph.D. Thesis, Dept. of Civil Eng., *Univ. of Texas*, Austin.
- DASS, W. C.; BRATTON, J. L.; HIGGINS, C. J. (1981) "Fundamental properties of soils for complex dynamic loadings". Report no ADA111901. *Defense Technical Information Center*. US.
- DOBRY, R. & VUCETIC, M., (1987), "State of the art report: Dynamic properties and response of soft clay deposits", *Proceedings, International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils*, Mexico City, Vol. 2, pp. 51-87
- ISHIBASHI, I. & ZHANG, X., (1993), "Unified dynamic shear moduli and damping ratios of sand and clay", *Soils and Foundations*, Vol. 33, No. 1, pp. 182-191
- ISHIHARA, K., (1996), "Soil Behavior in Earthquake Geotechnics", *Clarendon Press*, Oxford, UK.
- HEAD, J.M. & JARDINE, F.M., (1992), "Ground-borne vibrations arising from piling", *Construction Industry Research and Information Association*, CIRIA Technical note 142, London
- HOADLEY, P.J., (1985), "Measurements of dynamic soil properties", Chapter 9 in Moore, P.J., ed., *Analysis and Design of Foundations for Vibrations*, pp. 349-405, A.A. Balkema, Rotterdam, Holland.
- HOAR, R.J & STOKOE, K.H., (1978), "Generation and measurements of shear waves in situ", *Dynamic Geotechnical Testing*, ASTM SPT 654, pp. 3-29,ASTM, Philadelphia, PH, US.
- KRAMER, S.L., (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", *Prentice-Hall*.
- LARSSON, R. & MULABDIC, M., (1991), "Shear moduli in Scandinavian clays; Measurement of initial shear modulus with seismic cones; Empirical correlations for the initial shear modulus in clay", *Statens geotekniska Institut*, Rapport No. 40. Linköping.
- LYSMER, J, (1978), "Analytical procedures in soil dynamics", *Proceedings, ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference*, Pasadena, CA, Vol. 3, pp. 1267-1317.

- MAYNE, P. W. AND RIX, G. J. (1995). "Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays." *Soils and Foundations*, Vol. 35, No. 2, 193-194.
- SEED, H.B. & IDRIS, I.M., (1970), "Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses", Report EERC 70-10, Earthquake Engineering Research Center, *University of California*, Berkley, CA, US.
- STEWART, J.P., ON-LEI KWOK, A., HASHASH, Y.M.A. MATASOVIC, N., PYKE, R. WANG, Z., YANG, Z. (2008) "Benchmarking of Nonlinear Geotechnical Ground Response Analysis Procedures", PEER 2008/04, *Pacific Earthquake Engineering Research Center*.
- VUCETIC, M., & DOBRY, R., (1991), "Effect of soil plasticity on cyclic response", *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 117, No. 1, pp. 89-107
- WOODS, R.D., (1978), "Measurements of dynamic soil properties", *Proceedings, ASCE Geotechnical Specialty Conference, Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, Pasadena, Ca., Vol. 1, pp. 91-178
- ZIENKIEWICZ, O.C., CHAN, A.H.C., PASTOR, M, SCHREFLER, B.A, & SHIOMI, T., (1999), "Computational Geomechanics with Special Reference to Earthquake Engineering", *John Wiley & Sons Ltd*.

## 2.3 Vibrationsmätningar

Huvudförfattare: Hall, L., Delförfattare: Wersäll, C., Senaste revidering: 2012-12-12

Mätningar av markvibrationer (markrörelser) kompliceras av det faktum att ett litet antal mätningar kan ge en mycket stor mängd data och att bearbeta all dessa data kräver därför ett bra tillvägagångssätt. Möjligheter till analys och lagring av resultat från vibrationsmätningar har dock förbättrats avsevärt under de senaste åren i och med den stora utvecklingen av datorer med allt större och snabbare datorkapacitet och bättre programvaror. Det är nu möjligt att mäta, analysera och lagra mer data än någonsin tidigare. I och med att denna process fortsätter så finns också större möjligheter att öka förståelsen av orsaker till eventuella problem med markvibrationer.

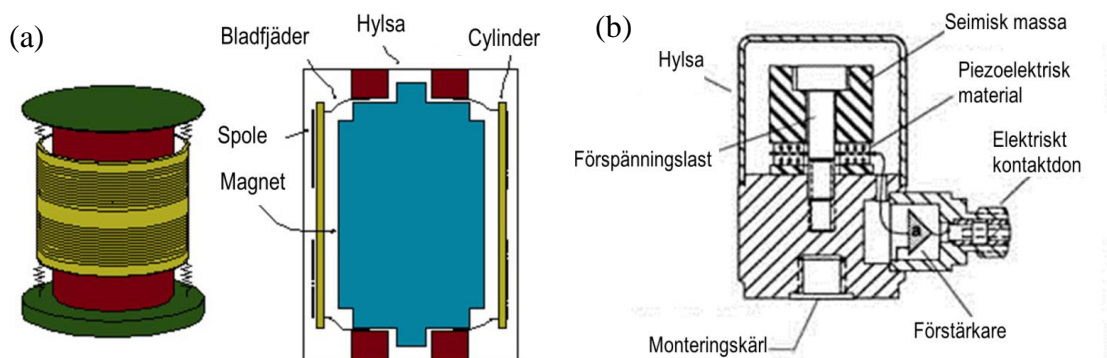
Ändå gör den stora mängden information det svårt att göra exakt beskrivning av markvibrationer. Beroende på vilket problem som skall analyseras, är det inte dock tvunget att återge varje markrörelse exakt för dess tekniska ändamål. Det är ändå nödvändigt att kunna beskriva vissa egenskaper hos markvibrationer som är av teknisk betydelse för det analyserade problemet, samt att identifiera ett antal vibrationsparametrar som på ett bra sätt återspeglar markrörelsernas egenskaper. De vanligaste vibrationsegenskaperna är de som beskriver amplituden hos markrörelserna. Andra viktiga egenskaper är frekvensinnehållet i en markrörelse. Det finns idag ett antal olika vibrationsparametrar, vilka var och en innehåller information om en eller båda av dessa egenskaper. Några av de vanligaste vibrationsparametrar beskrivs i detta avsnitt. Instrumentering och datainsamling diskuteras också kortfattat. För en mer detaljerad beskrivning av vibrationer vad gäller mätning och analys, hänvisas läsaren till handböcker inom detta område av signalanalys, t.ex. Ersoy (1997), Bendat & Piersol (1993), Svärdström (1987), Claerbout (1975) och Oppenheim och Schäfer, (1975).

### 2.3.1 Instrumentering och datainsamling

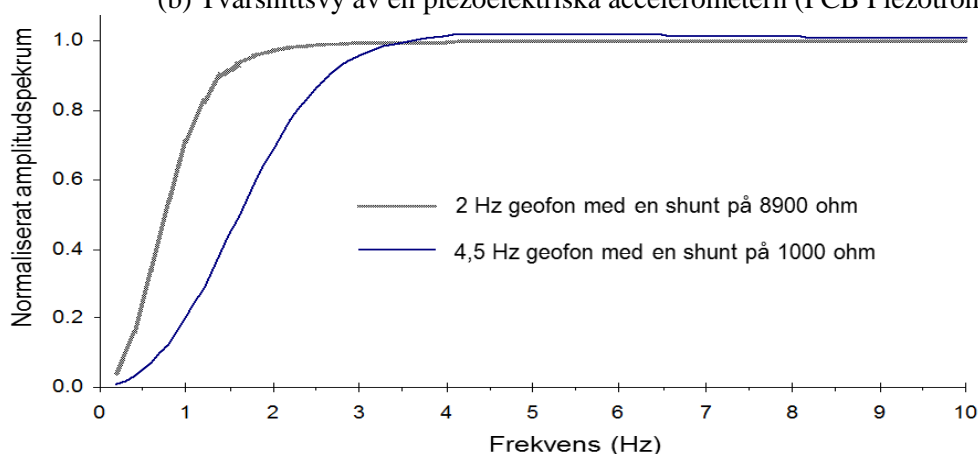
Instrumentering av en markrörelse består i allmänhet av två delar, en sensor som mäter markrörelser och ett seismiskt registreringssystem som lagrar vibrationerna antingen på ett analogt eller digitalt sätt. Moderna sensorer är känsliga elektromekaniska anordningar, s.k. givare som omvandlar fysisk rörelse till en elektrisk ström. De vanligaste givarna vid mätning av markvibrationer är accelerometrar, som producerar en utsignal proportionell mot svängningsacceleration och geofoner, som producerar en utsignal proportionell mot svängningshastighet.

#### Geofoner

Givaren i en geofon är en spole av koppartråd som skapar ett magnetfält (se Figur 2.3.1). När själva geofonen rör sig p.g.a. en vibration, rör sig spolen i förhållande till geofonens hölje och en spänning genereras. Spolen i geofonen har en resonansfrekvens (typiskt 4 Hz för stora geofoner och 30 Hz för små geofoner), vilket gör att geofonen kan mäta svängningshastigheter upp till mycket höga frekvenser. Dock blir vibrationer med en frekvens lägre än spolens resonansfrekvens dämpade och därmed lägre än dess verkliga värden. Detta är ett problem när man mäter markvibrationer, från t.ex. trafik, som är allmänt kända för att innehålla låga frekvenser. I sådana fall kan geofoner med en resonansfrekvens på 1-2 Hz vara nödvändigt. Sådana geofoner är dock ca 10 gånger dyrare än geofoner med resonansfrekvens runt 4 Hz. I Figur 2.3.2 jämförs responskurvor för geofoner med resonansfrekvenser på 2 Hz, respektive och en 4,5 Hz. En shunt kan också anslutas mellan spolarnas positiva och negativa ändar varvid en intern dämpning skapas för att erhålla bästa möjliga responskurvan för geofonen. Geofoner anses annars vara mycket tillförlitliga och robusta, och används ofta inom olje- och gasutvinningsindustrin.



**Figur 2.3.1** (a) Isometrisk och tvärsnittsvy av en geofon (Barsillais, Van Zandt & Kenney, 1998).  
 (b) Tvärsnittsvy av en piezoelektriska accelerometern (PCB Piezotronics, 2012)



**Figur 2.3.2** Responskurvor för två geofoner med olika resonansfrekvenser (Hall, 2000).

## Accelerometrar

Det finns i princip tre typer av accelerometrar som är de allra vanligaste, nämligen piezoelektriska, piezoresistiva och kapacitansvariabla accelerometrar. Var och en av dessa accelerometrar har olika principer för drift och begränsningar i tillämpningen. Den mest använda accelerometern är den **piezoelektriska accelerometern**. Denna typ är främst konstruerat av piezoelektriska material (naturliga eller konstgjorda kvarts), som producerar elektriska laddningar när den utsätts för spänningsändringar. Arbetsprincipen är, enligt Heed & Wall (2007), att en seismisk massa accelereras och ger en kraft på ett piezoelektriskt material. Det piezoelektriska materialet fungerar som en fjäder som deformerar, antingen genom kompression eller genom skjuvning. På grund av de piezoelektriska egenskaperna bildas det en laddning över materialet som är linjärt proportionellt mot kraften och därmed också mot accelerationen eftersom massan är konstant. Kraft-töjningsresponsen är emellertid nästan kvadratisk, och kräver därför antingen en statisk applicerad kraft eller en DC-förspänning för att centrera responsen i ett linjärt område. Således kan frekvensgången vara konstant ända ner till 0 Hz. En typisk piezoelektrisk accelerometer visas i Figur 2.3.1.b.

En annan vanlig accelerometer är den **kapacitansvariabla accelerometern** som fungerar, enligt Heed & Wall (2007), på det sättet att den mäter kapacitansvariationer över en svängande balk med en seismisk massa. Den tredje av de vanligast använda accelerometertyperna är den **piezoresistiva accelerometern**. Arbetsprincipen, enligt Heed & Wall (2007), i den är att mäta den resistiva variationen över en svängande balk med massa. Eftersom varken kapa-

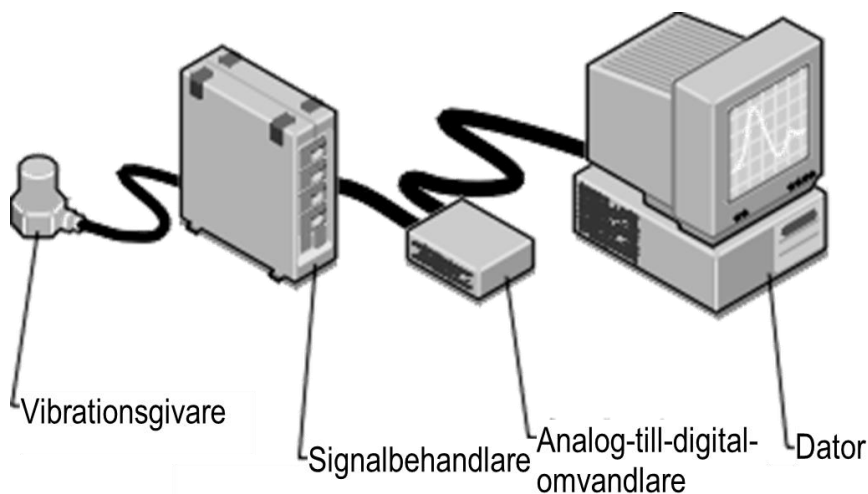
citansvariabla eller piezoresistiva accelerometrar är själv-genererande, kräver även de en extern DC-strömkälla.

En nackdel med accelerometrar är att de är känsliga för temperaturförändringar och fukt. De är också mycket dyrare än geofoner och kräver strömförsörjning under mätningarna.

### Lagring och digitalisering

**Lagring** av resultaten från vibrationsgivarna sker idag främst i digital form på datorers hårddiskar. Tidigare utfördes all lagring analogt i t.ex. bandspelare och oscilloskop. Analoga bandspelare används dock ännu idag då de möjliggör kontinuerlig inspelning av vibrationsmätningar. Dock, då de flesta analyser av vibrationsmätningar utförs i datorer, så måste mätresultaten ändå digitaliseras. **Digitalisering** av en signal innebär en diskontinuerlig mätning med mellanliggande tidssteg,  $\Delta t_s$ . I digitaliseringen av analoga signaler (antingen direkt från mätningar eller från en bandspelare), samplas signalen av en analog-till-digital-omvandlare som ger en nummerserie (siffror) till datorn. Dessa digitala värden kommer, om den samplas in korrekt, vara en nära representation av den ursprungliga analoga signalen. Vissa givare måste ha en signalbehandlare som gränssnitt mellan den analog-till-digital-omvandlaren. Signalbehandlaren ger även ström, om den inte är själv-genererande, till givaren, samt förstärker signalen och överför uppmätt signal till lagringsenheten. En typisk datorbaserat system för datainsamling visas i Figur 2.3.3.

Om vibrationer skall mätas under längre tid (t.ex. sprängningar vid tunneldrivning) kan det vara lämpligt att använda ett mätsystem som startar och stoppar registreringarna automatiskt. Inspelningsenheten kan programmeras till en viss ”triggnivå” som är den lägsta vibrationsnivå för vilken systemet startar. Sådana mätsystem kan vanligtvis både presentera t.ex. den högsta vibrationsnivån under varje timme samt spara rådata för varje vibrationssignal. Data kan tömmas manuellt eller överförs automatiskt till en central enhet med exempelvis GSM eller WiFi.



**Figur 2.3.3** Typisk mätsystem av markvibration (Gorman, 1999)

## 2.3.2 Vibrationsparametrar

### Amplitudparametrar

Det enklaste sättet att beskriva markrörelser (markvibrationer) är i tidsdomänen. Amplitudparametrar kan antingen bestå av acceleration, hastighet eller förskjutning. Vanligtvis används endast en av dessa kvantiteter och den mäts då direkt eller beräknas genom integration och/eller derivering. Vid analys av dessa parametrar skall det noteras att hastighetens tidshistorik har en väsentligen mindre antal höga frekvenser än accelerationens tidshistorik. På motsvarande sätt har förskjutningens tidshistorik ännu färre höga frekvenser beroende på det är den andra integrationen av accelerationen.

Vibrationer uppmätta under en viss tidpunkt benämns som **momentanvärde**. Vidare för att beskriva att det är vibrationer uppmätt i en punkt, så benämns respektive uppmätt värde som svängningsförskjutning, svängningshastighet eller svängningsacceleration beroende på vad som mäts. **Svängningshastigheten**  $v(t)$ , inte att förväxlas med utbredningsfarten hos vågor, är den hastigheten varje enskild partikel får när en spänningsvåg passerar genom jorden. Vågutbredningsfarten är den hastighet med vilken vibrationerna transporteras bort från källan och beror på egenskaperna hos det medium genom den transporteras i, medan partikelns hastighet beror på den mängd energi som induceras i marken från vibrationskällan och p.g.a. energiförluster vid utbredning av vibrationerna. Motsvarande är **svängningsförskjutning**  $u(t)$  och **svängningsacceleration**  $a(t)$  den förskjutning, respektive acceleration, varje enskild partikel får när en spänningsvåg passerar en punkt i marken (eller konstruktionen).

Toppsvängningsvibration indikerar det högsta uppmätta värdet i samband med rörelsen i en punkt i marken (eller konstruktionen). **Toppsvängningshastighet**  $\hat{v}$  (eng. peak particle velocity) har varit den vanligaste parametern för beskrivning av vibrationer. Detta dels beroende på att toppsvängningshastighet har, enligt New (1990), konstaterats bäst korrelera med skador på byggnader och eftersom svängningshastighet har ett nära teoretiskt samband med inducerade skjuvtöjningar (se avsnitt 2.3.4). Vanligen mäts endast den vertikala partikelhastigheten då den oftast har en större storlek och endast kräver en givare.

Vid mätning och analys av vibrationer från jordbävningen, är användningen av **toppsvängningsacceleration**  $\hat{a}$  (eng. peak particle acceleration) vanligare. Detta beror på att accelerometrar är mer vanligt förekommande för att kunna mäta de stora markvibrationer som kan uppträda vid jordbävningar. Här är det den horisontella toppsvängningsaccelerationen som oftast används (Kramer, 1996) på grund av deras naturliga förhållande till horisontella tröghetskrafter. Den horisontella toppartikelaccelerationen är helt enkelt den största (absolut) värdet av vektorsumman av två ortogonala horisontella komponenter. Vertikala partikelaccelerationer används mer sällan då byggnader vanligen dimensioneras för att klara tyngdkraftinducerade statiska vertikala krafterna med goda säkerhetsmarginalerna och de har därigenom ett adekvat motstånd mot de dynamiska krafter som kan induceras vid jordbävningar.

**Toppsvängningsförskjutning**  $\hat{u}$  (eng. peak particle displacement) ger även information om deformationer är även användbart vid analys av lågfrekventa vibrationer. Lågfrekventa seismiska vågor är viktiga eftersom de är de största bidragsgivarna (Chiu, 1997) till rörelser av höga byggnader och stora anläggningar. Toppsvängningsförskjutningar är dock ofta svåra att mäta exakt, indirekt på grund av att bearbetningsfel i filtrering och direkt på att de erhålls oftast genom integration av uppmätta accelerationer eller hastigheter. Som ett resultat är toppsvängningsförskjutningar mindre förekommande som ett mått på markrörelser än jämfört med toppsvängningshastigheter eller toppsvängningsaccelerationer.



## Frekvensparametrar

Frekvensinnehållet beskriver de olika harmoniska rörelser som finns i en signal. Varje periodisk funktion som upprepar sig vid konstanta tidsintervall,  $T$ , kan uttryckas med hjälp av Fourieranalys som summan av en serie enkla harmoniska termer av olika frekvens, amplitud och fas. Nästan alla periodiska funktioner kan skrivas i Fourier serier som (Kramer, 1996):

$$\begin{aligned} x(t) &= A_0 + \sum_{n=1}^{+\infty} [A_n \cos(2\pi f_n t) + B_n \sin(2\pi f_n t)] = \\ &= C_0 + \sum_{n=1}^{+\infty} C_n \sin(2\pi f_n t + \phi_n) = \sum_{n=-\infty}^{+\infty} c_n e^{-i2\pi f_n t} \end{aligned} \quad (2.3.1)$$

där  $f_n = n \frac{1}{T}$

$A_0, A_n, B_n, C_0$  och  $C_n$  = Fourierkoefficienter

$c_n$  = komplexa Fourierkoefficienter

$\phi_n = \arctan(A_n/B_n)$  = fasvinkel

$t$  = tid

En samplad periodisk tidssignal (t.ex. vertikalhastighet i tidsdomänen) kan **transformeras till en funktion av frekvensen** antingen genom den diskreta Fouriertransformen (DFT) eller den snabba Fouriertransformen (FFT). En variabel funktion  $x(t_k)$ ,  $k=0, N-1$  transformeras av den diskreta Fouriertransformen (DFT) enligt följande:

$$\begin{aligned} X(f_n) &= \Delta t_s \sum_{k=0}^{N-1} [x(t_k) \cos(2\pi f_n t_k) - ix(t_k) \sin(2\pi f_n t_k)] = \\ & \Delta t_s \sum_{k=0}^{N-1} x(t_k) \cdot e^{-i2\pi f_n t_k} \end{aligned} \quad \begin{matrix} n=0 \dots N-1 \\ (2.3.2) \end{matrix}$$

var  $t_k = k\Delta t_s$  och  $f_n = n\Delta f = n/N\Delta t_s$

I allmänhet blir resultaten av transformering av tidssignal till frekvensdomänen en komplex funktion. Oftast beskrivs därför den transformerade signalen i frekvensdomänen som **Fourieramplitud** och **fasvinkel**. Fourieramplitud och fasvinkel kan bestämmas från Fouriertransformen enligt följande samband:

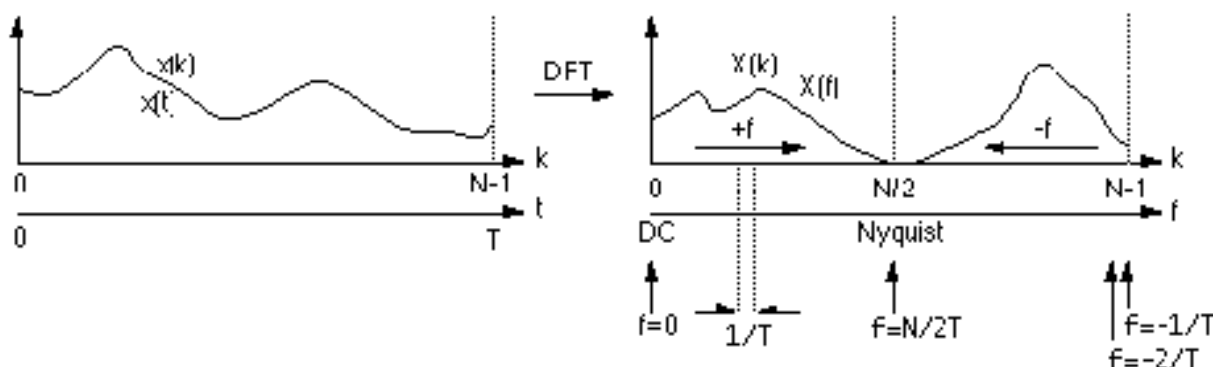
$$\|X(f_n)\| = \sum_{k=0}^{N-1} \left( X(k)_{real} \cdot X(k)_{real} + X(k)_{imag} \cdot X(k)_{imag} \right)^{0.5} \text{ respektive,} \quad (2.3.3)$$

$$\phi_x(f_n) = \sum_{k=0}^{N-1} \tan^{-1} \left( \frac{X(k)_{imag}}{X(k)_{real}} \right). \quad (2.3.4)$$

En graf av Fourieramplitud som funktion av frekvensen är känd som **Fouriers amplitudspektrum** och ett diagram av fasvinkeln mot frekvens kallas **fasspektrum**. Frekvensupplösning ( $\Delta f$ ) i spektrat erhålles från antalet samplingar  $N$  och samplingstiden  $\Delta t_s$  enligt följande:  $\Delta f = 1/T$  där  $T = N\Delta t_s$ .

**Diskreta Fouriertransformen** (DFT) utvecklades innan datorerna blev tillgängliga, och är mycket arbetskrävande att beräkna även vid små värden på  $N$ . En beräkningsalgoritm utvecklades därför för fallet där  $N$  har en potens av 2. Denna algoritm minskade beräkningstid enormt och blev känd som den **snabba Fouriertransformen** (FFT). Den tid som krävs för att slutföra en transformation med FFT är proportionell mot  $N \log_2 N$ , medan beräkningstiden för DFT är proportionell mot  $N^2$ . Nackdelen med FFT är att den samplade signalen måste ha en

utgöras av ett antal som är en funktion av två (d.v.s.  $N=2^n$ ), medan DFT är oberoende av antalet sampel.



**Figur 2.3.4** Exempel på en tidssignal av längden T och motsvarande amplitud i frekvensdomänen (Bourke, 1993).

När man utför en frekvensanalys, bör det noteras att halva samplingsfrekvensen, som kallas **Nyquistfrekvensen** ( $f_{Ny}=1/2\Delta t_s$ ), är den högsta frekvens som korrekt kan representeras i frekvensdomänen. Fouriertransformen av en tidssignal resulterar i ett spektrum som är symmetrisk kring Nyquistfrekvensen. Figur 2.3.4 visar Fouriertransformen av en signal med resulterande amplitud i frekvensdomänen.

Det är därför tydligt att om man minskar tiden ( $\Delta t_s$ ) mellan samplingstillfällena, desto bättre överensstämmelse fås mellan den kontinuerliga och samplade signalen. Vid digitalisering av en kontinuerlig signal, finns det därför ett minimum hur ofta man måste sampla en signalen för att inte förlora något av dess innehåll. Denna sats, som ofta benämnd som **Shannons samplingsteorem**, säger att en kontinuerlig diskret signal måste samplas minst två gånger frekvensen för den högsta frekvenskomponent som ingår i signalen.

Fouriers amplitudspektrum illustrerar hur signalinnehållet varierar med frekvensen. Denna information kan även uttryckas i termer av energi och benämns som effekttäthetsspektrumet. **Effekttäthetsspektrumet** ( $S_{XX}$ ) definieras som:

$$S_{XX}(f_n) = X^*(f_n) \cdot X(f_n), \quad (2.3.5)$$

där  $X^*(f)$  är det komplexa konjugatet av  $X(f)$ . Inom elektronik, är enheten av effekttäthetsspektrumet i watt om signalen  $x(t)$  är i volt. Effekttäthetsspektrumet har dock också visats sig vara användbara vid beskrivning av markrörelser.

Frekvensanalyser kan också användas som en indikation på förekomsten av ömsesidiga frekvenser från mätningar i två punkter. Detta görs med **korsspektrumet** ( $S_{XY}$ ) som är produkten av amplitudspektrumet av mätsignalen i punkt 1 (dvs.  $X$ ) och det komplexa konjugatet av amplitudspektrumet av mätsignalen i punkt 2 (dvs.  $Y^*$ ) på följande sätt:

$$S_{XY}(f_n) = Y^*(f_n) \cdot X(f_n). \quad (2.3.6)$$

Korsspektrumet är ett användbart verktyg för att bestämma den relativa fasskillnaden  $\Delta\phi$  mellan två tidssignaler som orsakas av tidsförseningar, utbredningsförseningar och olika utbredningsvägar till givarna. **Fasskillnaden**  $\Delta\phi$  från korsspektrumet kan beräknas enligt följande samband:

$$\Delta\phi_{XY}(f_n) = \sum_{k=0}^{N-1} \tan^{-1} \left( \frac{S_{XY}(k)_{imag}}{S_{XY}(k)_{real}} \right), \quad (2.3.7)$$

eller helt enkelt som skillnaden mellan faserna hos de två signalerna:

$$\Delta\phi_{XY}(f_n) = \|\phi_X(f_n) - \phi_Y(f_n)\|. \quad (2.3.8)$$

Användningen av fasskillnaden förklaras närmare i Avsnitt 2.3.3.

Vid analys av olika signaler, kan en funktion som beskriver graden av likhet mellan signalerna vara användbara. Ett exempel är **koherensfunktionen**, som bestämmer rörelselikhet av två signaler i frekvensdomänen. Koherensfunktionen  $\gamma_{XY}$  definieras som:

$$\gamma_{XY}(f_n) = \frac{S_{XY}(f_n)}{\sqrt{S_{XX}(f_n)S_{YY}(f_n)}}. \quad (2.3.9)$$

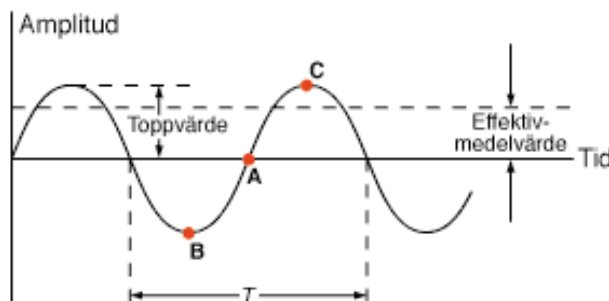
Koherensfunktionen beskriver graden av positiv eller negativ korrelation mellan amplitudspektrumet och fasvinklar hos två tidsignaler. Värdet 1 anger fullständig överensstämmelse, medan 0 indikerar att ingen korrelation (inkonsekvens).

### Andra vibrationsparametrar

En parameter som beskriver både amplitud- och frekvensinnehållet hos markrörelse är **effektivmedelvärdet**. Effektivvärdet togs fram för att kunna jämföra energiinnehåll mellan likström och växelström. Parametern kan också appliceras för att beskriva på markrörelser som svängningsacceleration och svängningshastighet. Effektivmedelvärdet benämns även som **RMS-värdet**, vilket kommer från engelskans root-mean-square och som beskriver hur värdet beräknas. Den aktuella signalen kvadreras, medelvärdesbildas och slutligen tar man roten ur detta värde. RMS-värdet för uppmätt svängningshastigheten definieras som:

$$a_{rms} = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a^2(t) dt} = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{k=0}^{N-1} x_k^2} \quad (2.3.10)$$

där T anger den totala tid för vilken svängningshastighetens effektivmedelvärde skall beräknas. RMS-värdet har visat sig användbar i analysen av markvibrationer, eftersom värdet inte är starkt påverkad av högfrekventa vibrationer och eftersom den också påverkas av varaktigheten av rörelsen. I Figur 2.3.5 visar skillnaden på ett effektivmedelvärde och toppvärde för en enkel sinusformad vibration.



**Figur 2.3.5** Effektivmedelvärde och toppvärde för en enkel sinusformad vibration (Tingvall et al, 2005).

Vid bedömning av skaderisk och komfortsstörningar utnyttjas ofta ett **frekvensvägt effektivmedelvärde**. Uppmätta vibrationer dels då upp i frekvensband av samma bredd i Hz, eller i konstanta relativ bandbredder (dvs. bandbredden är en fast procentsats av frekvensbandets mittfrekvens). Vanligen används konstant relativ bandbredd i s.k. oktavband eller delar av oktavband, normalt tersband (tredjedels oktavband). I Tabell 2.3.1 redovisas mittfrekvenserna och gränshänsökningarna för oktav- och tersband i det område som, enligt svensk standard (SS-ISO 8041), är viktigast för helkroppsvibrationer. Vid bedömning av komfortsstörningar utnyttjas oftast tersband. Ett frekvensspektrum kan summeras till frekvensvägda accelerationsnivåer (alt. frekvensvägda hastighetsnivåer) inom bestämda frekvensområden. Detta sker genom att uppmätta svängningsaccelerationer (alternativt svängningshastighet) för respektive frekvens/frekvensband summeras enligt:

$$a_w = \sqrt{(K_1 \cdot v_1)^2 + (K_{1,25} \cdot v_{1,25})^2 + \dots + (K_{80} \cdot v_{80})^2} \quad (2.3.11)$$

där  $a_w$  är den summerade accelerationen,  $a_i$  är accelerationen i det  $i$ :te frekvensbandet och  $K_i$  är viktningen för det  $i$ :te frekvensbandet enligt Tabell 2.3.1.

**Tabell 2.3.1** Mitt- och gränshänsökningar för oktav- och tersband med vägningsfilter för helkroppsvibrationer (ISO 8041)

Mittfrekvens	Tersband	Oktavband	Vägningsfilter $K_i$ för svängningshastighet	Vägningsfilter $K_i$ för svängningsacceleration
1 Hz	0,89-1,12 Hz	0,71-1,78 Hz	0,1733	0,9849
1,25 Hz	1,12-1,41 Hz		0,2162	0,9763
1,6 Hz	1,41-1,78 Hz		0,2686	0,9633
2 Hz	1,78-2,24 Hz	1,41-2,82 Hz	0,3312	0,9436
2,5 Hz	2,24-2,82 Hz		0,4042	0,9147
3,15 Hz	2,82-3,55 Hz		0,4861	0,8739
4 Hz	3,55-4,47 Hz	2,82-5,62 Hz	0,5737	0,8191
5 Hz	4,47-5,62 Hz		0,6614	0,7501
6,3 Hz	5,62-7,08 Hz		0,7430	0,6693
8 Hz	7,08-8,91 Hz	5,62-11,2 Hz	0,8132	0,5819
10 Hz	8,91-11,2 Hz		0,8694	0,4942
12,5 Hz	11,2-14,1 Hz		0,9114	0,4115
16 Hz	14,1-17,8 Hz	11,2-22,4 Hz	0,9413	0,3376
20 Hz	17,8-22,4 Hz		0,9617	0,2740
25 Hz	22,4-28,2 Hz		0,9753	0,2207
31,5 Hz	28,2-35,5 Hz	22,4-44,7 Hz	0,9842	0,1769
40 Hz	35,5-44,7 Hz		0,9900	0,1413
50 Hz	44,7-56,2 Hz		0,9936	0,1127
63 Hz	56,2-70,8 Hz	44,7-89,1 Hz	0,9960	0,0897
80 Hz	70,8-89,1 Hz		0,9974	0,0714

### 2.3.3 Utvärdering av jordegenskaper

Vid mätning av två eller flera vibrationssignaler på olika avstånd, kan de dynamiska materialgenskaper såsom utbredningsfarter och material dämpning bestämmas enligt de förfarande som beskrivs i Avsnitt 2.2.7. Detta kan göras både i tidsdomänen och i frekvensdomänen. Den mest direkta metoden för att bestämma jordegenskaperna är att analysera vibrationerna i tidsdomänen. Om emellertid vibrationssignalerna digitaliseras kan det vara lättare att bestämma jordegenskaperna i frekvensdomänen.

#### Tidsdomänanalys

I tidsdomänen bestäms utbredningsfarten enkelt genom att mäta ankomsttiderna för spänningsvågorna mellan två givare och sedan dividera det kända avståndet mellan givarna med tidskillnaden mellan ankomsttiderna. Materialdämpning (se Avsnitt 2.1.3) kan uppskattas genom att undersöka amplituden minskning mellan vibrationssignalerna. Amplitudminskning

är dock mycket svårt att avgöra eftersom signalerna kan ha påverkats av inhomogena effekter i jorden genom vilka spänningsvågorna har färdats.

### Frekvensdomänanalyser

I frekvensdomänen kan fasskillnaden mellan två signaler, enligt ekvation 2.3.7 eller 2.3.8, användas för att bestämma utbredningsfarten. En fashastighet lika med 360 grader ( $2\pi$ ) motsvarar en svängningsperiod  $T (=1/f)$ . Därför kan **gångtiderna**,  $\Delta t_{ph}$ , med frekvensen för spänningsvågorna bestämmas enligt följande:

$$\Delta t_{ph}(f_n) = \frac{1}{f_n} \left( \frac{\Delta\phi_{XY}(f_n)}{2\pi} \right). \quad (2.3.12)$$

Utifrån gångtiderna kan sedan utbredningsfarterna med frekvensen bestämmas. Denna hastighet är mer allmänt känd som **fashastighet**  $c_{ph}$ , se avsnitt 2.1.2, och beräknas enligt följande:

$$c_{ph}(f_n) = \frac{\Delta r}{\Delta t_{ph}(f_n)}, \quad (2.3.13)$$

där  $\Delta r$  är avståndet mellan givarna ( $\Delta r = r_Y - r_X$ ). Utifrån kända vågfarter med frekvensen kan även **våglängderna** med frekvenser bestämmas utifrån följande samband:

$$\lambda_{ph}(f_n) = \frac{c_{ph}(f_n)}{f_n}. \quad (2.3.14)$$

Materialdämpning kan med dämpningskoefficienten  $\alpha$ , se avsnitt 2.1.3, bestämmas utifrån kvoten av amplitudspektrum mellan två signaler. Utifrån ekvation 2.1.7, kan **dämpningskoefficienten** med frekvensen bestämmas ur följande samband:

$$\alpha_{ph}(f_n) = \frac{\ln\left(\frac{|X(f_n)|}{|Y(f_n)|}\right) + \ln\left(\frac{r_X}{r_Y}\right) \cdot m}{\Delta r}, \quad (2.3.15)$$

där  $m$  är beroende på typ av våg, källa och utbredningsvägen enligt Tabell 2.1.2.  $X$  och  $Y$  är amplitudspektrum från samtida mätningar i två olika punkter.

Materialdämpning uttrycks dock vanligen som dämpkvot. Genom att använda fashastighet och ekvation 2.1.8, kan **dämpkvoten** med frekvensen beräknas ur följande sammanband:

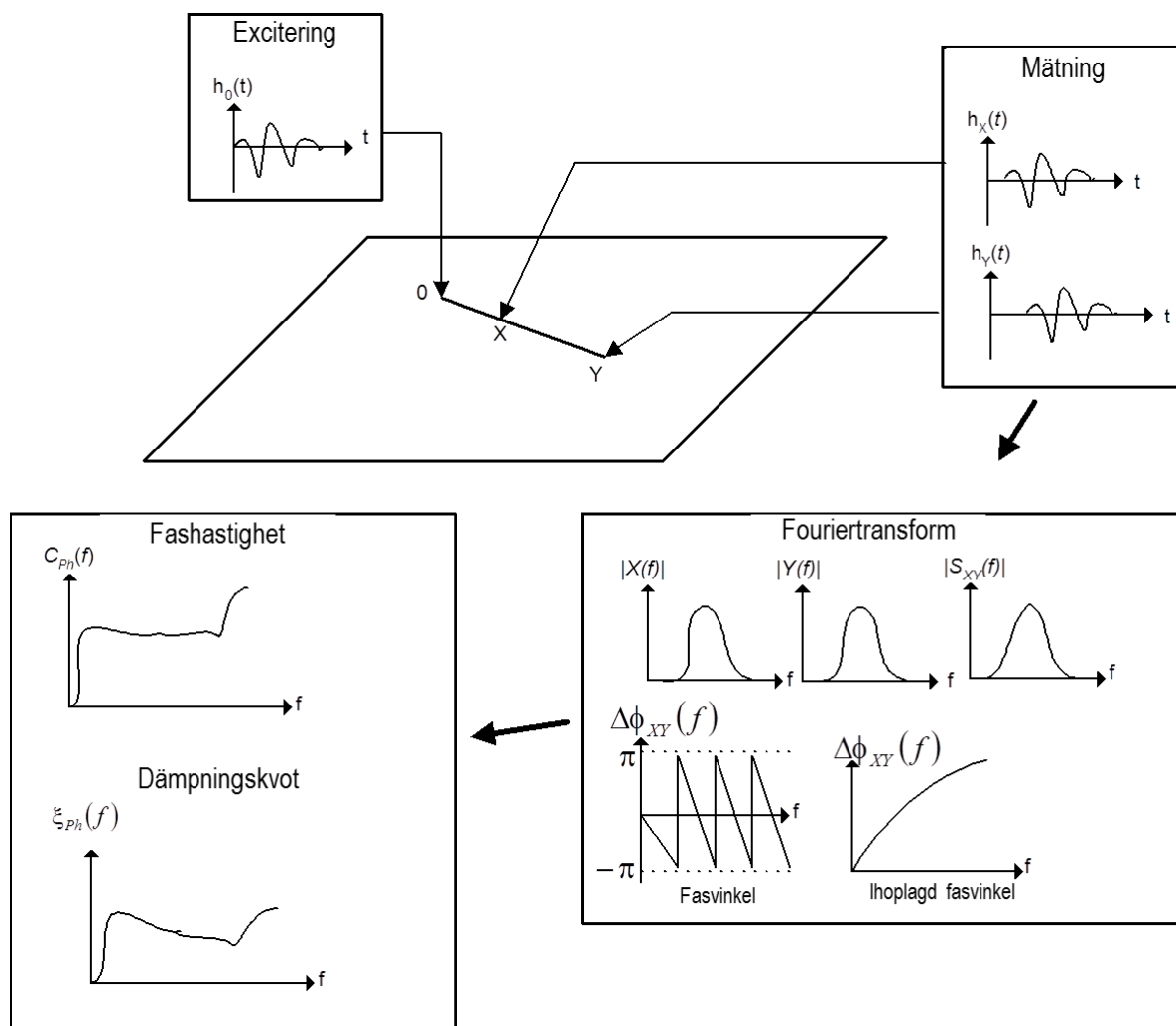
$$\xi_{ph}(f_n) = \frac{\left[ \ln\left(\frac{|X(f_n)|}{|Y(f_n)|}\right) + \ln\left(\frac{r_X}{r_Y}\right) \cdot m \right] \cdot c_{ph}(f_n)}{2\pi f_n \cdot \Delta r} = \frac{\ln\left(\frac{|X(f_n)|}{|Y(f_n)|}\right) + \ln\left(\frac{r_X}{r_Y}\right) \cdot m}{2\pi f_n \cdot \Delta t_{ph}(f_n)}. \quad (2.3.16)$$

I Figur 2.3.6 redovisas en schematisk beskrivning av bestämning av fashastigheter och materialdämpning utifrån vibrationsmätningar i två punkter.

Vid bestämning av jordegenskaper (fashastighet och materialdämpning) från fasskillnaden ur korspektrum av två mätningar, kan koherensfunktionen användas för att bestämma vilka frekvenser i vibrationsmätningarna som är av dålig kvalitet p.g.a. störningar och/eller reflektioner.

Fashastigheter och materialdämpning enligt ovan beskrivna ekvationer bestäms med följande antaganden (Mok et al, 1988): 1) dämpningsförhållande är oberoende av frekvens och storlek på skjuvtöjning. 2) Uppmätta spänningsvågor har inte påverkats av reflektion eller refraktion,

3) Eventuella störningar i fält på uppmätta vibrationer är försumbara, 4) Svängningsrörelser är korrekt uppmätta i båda givarna.



**Figur 2.3.6** Schematisk beskrivning av bestämning av fashastighet och dämpkvot genom analys av vibrationsmätningar i två punkter (Hall, 2000).

### 2.3.4 Bestämning av skjuvtöjningsstorlek

De enskilt viktigaste jordegenskaperna för utbredningsfart och storlek av markvibrationer (styvhet och materialdämpning), påverkas som nämnts tidigare, av storleken på skjuvtöjningen. En uppskattning av storleken på skjuvtöjningen är därför viktigt vid jordodynamiska analyser och i synerhet vid mätning av stora markvibrationerna. En sådan uppskattning kan erhållas genom att dividera toppsvängningshastigheten ( $\hat{v}_s$ ) med skjuvvågens utbredningsfart ( $c_s$ ) enligt följande (Taniguchi & Sawada, 1979):

$$\gamma_{\max} = \frac{\hat{v}_s}{c_s} \quad (2.3.17)$$

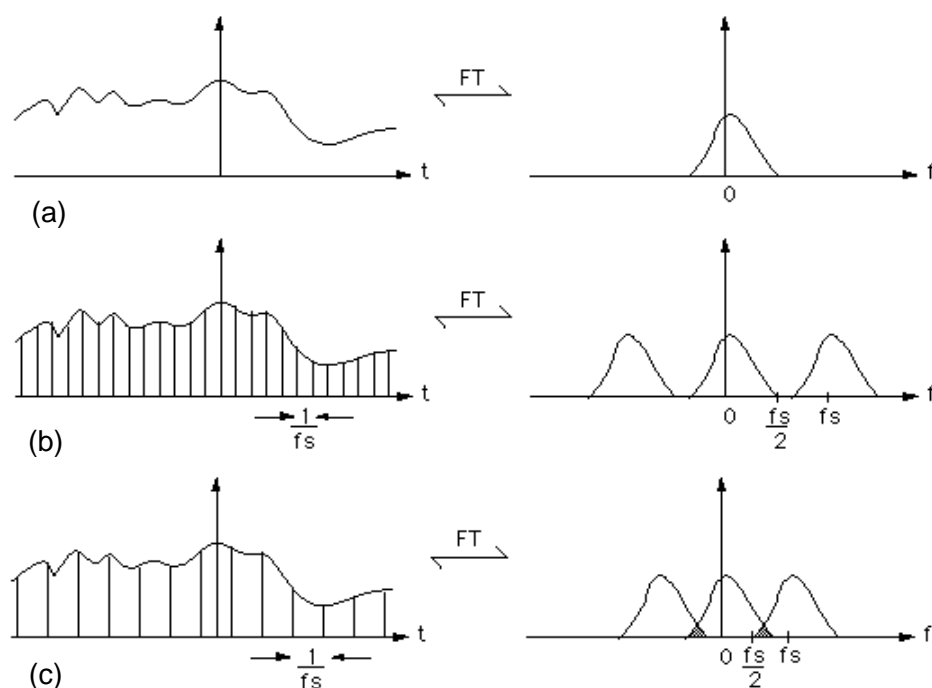
Det bör noteras att, p.g.a. jordegenskaperna töjningsberoende, ska försiktighet iaktas för utbredningsfarter som har bestämts utifrån vibrationsmätningar med skjuvtöjningar större än  $10^{-4}$ .

## 2.3.5 Signalbehandling

**Signalbehandling** handlar om att representera, modifiera och transformera den information som signalerna innehåller med hjälp av matematiska metoder. Signalbehandling används dels för att få vibrationssignaler mer läsbara och dels för att minska felaktigheter som uppstått under vibrationsmätningar eller i efterföljande analyser. I detta avsnitt redovisas de vanligaste problemen vid analys av vibrationer och tillgängliga metoder i signalbehandlingar för att komma till rätta med ev. störningar.

### Vikning

För att kunna få en representativ redovisning av en mätning av en analog vibrationssignal så är det nödvändigt att, enligt **Shannons samplingssteorem**, ha en samplingsfrekvens ( $f_s = 1/t_s$ ) som är minst två gånger större än den högsta frekvensen ( $f_H$ ) i vibrationssignalen. Om samplingsfrekvensen är för låg, kommer vibrationer med frekvenser större än Nyquistfrekvensen ( $f_{Ny}$ ) att förflyttas och visas på andra platser i signalen. Detta fenomen, där vibrationer från högre frekvenskomponenter hamnar i lägre frekvenser i vibrationsmätningen, kallas för **vikning**. Konsekvenserna av vikning p.g.a. för låg samplingsfrekvens redovisas i Figur 2.3.7. En kontinuerlig vibrationssignal i tid och dess motsvarande form i frekvensspektrum redovisas i Figur 2.3.7.a. Denna signal samplas sedan med en samplingsfrekvens  $f_s$  med ett tidssteg  $t_s$  ( $=1/f_s$ ). Om samplingshastigheten  $f_s$  är minst dubbelt så stor som den högsta frekvensen  $f_H$  i vibrationssignalen ( $f_s \geq 2f_H$ ), så blir resultatet en representativ återgivning av den ursprungliga signalen (Figur 2.3.7.b). Om samplingsfrekvensen däremot är för låg ( $f_s < 2f_H$ ), så blir det överlappningar i frekvensspektrum och högfrekventa vibrationer adderas till vibrationer i det låga frekvensområdet (Figur 2.3.7.c).

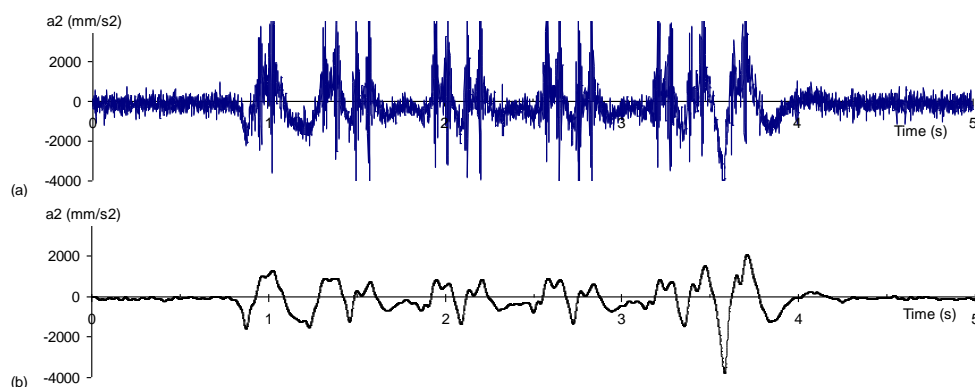


**Figur 2.3.7** (a) En kontinuerlig signal och dess Fouriertransform (b) En digitaliserad signal med en samplingsfrekvens dubbelt så stor som den högsta frekvensen ( $f_s \geq 2f_H$ ) (c) En digitaliserade signalen där vikning har inträffat p.g.a. för låg samplingsfrekvens ( $f_s < 2f_H$ ) (Bourke, 1993).

För att komma tillrätta med detta kan ett analogt lågpasfilter användas för att avlägsna viktiga frekvenser, samt för se till att information inte förloras eller förvrängs. Lågpasfilter för detta ändamål kallas därför ofta för **antivikningsfilter**.

## Filtrering

Filtrering används mestadels för att minimera högfrekventa vibrationer (brus) för att göra de primära vibrationerna i en mätning mer lättlästa. Den vanligaste typen av filter är **lågpassfilter**, vilket tillåter lågfrekventa vibrationer, som passerar filtret utan modifiering, medan höga frekvenser dämpas. Ett exempel på en lågpasfiltrering för att göra en vibrationsmätning mer lättläst redovisas i Figur 2.3.8.



**Figur 2.3.8** Exempel på filtrering av en signal för att göra den mer lättläst (a) den obehandlade (råa) vibrationssignalen och (b) samma vibrationssignal filtrerad med ett lågpasfilter av 25 Hz. ( $a_2$  = vertikal svängningsacceleration). (Hall, 2000).

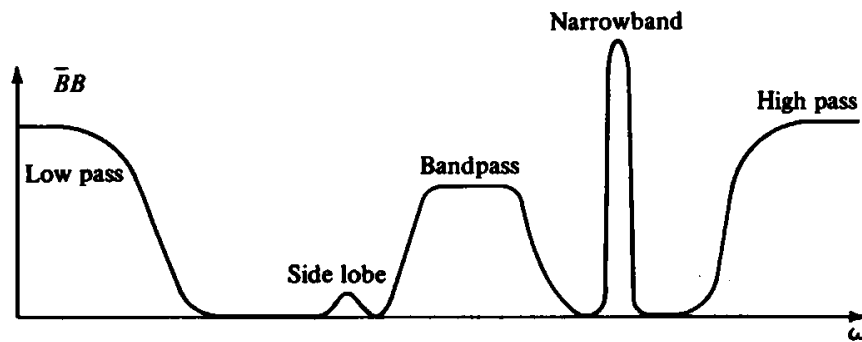
Filter kan vara mekaniska eller digitala. Mekaniska (analog) filter är fysiskt placerade mellan givaren och signalbehandlaren och den registrerade vibrationssignalen är då redan filtrerad. Däremot kan ett **analogt filter** vara begränsande eftersom det inte finns något sätt att se den ofiltrerade vibrationssignalen.

**Digital filtrering** är endast möjligt när vibrationssignalen har digitaliserats, till exempel med datorbaserade mätmetoder. Den digitaliserade signalen kan sedan rekonstrueras, så att vissa frekvenser dämpas. De flesta datorbaserade system gör det möjligt att filtrera en signal vid olika frekvenser, samtidigt som man hela tiden kan behålla den ursprungliga signalen för vidare analys. Digital filtrering åstadkommes i tre steg. Först måste vibrationssignal uppmätt i tid Fouriertransformeras till frekvensdomänen. I frekvensdomänen multipliceras sedan signalen med ett filter av önskat frekvensspann. Slutligen överförs signalen tillbaka till tidsdomänen genom en omvänd Fouriertransform. Figur 2.3.9 visar olika filter som kan tillämpas i frekvensdomänen.

Digital filtrering är fördelaktigt eftersom själva filtret lätt kan skräddarsys till önskad frekvensåtergivning utan att introducera färfel. En nackdel med digital filtrering är att de inte kan användas som antivikningsfilter.

Även om filtrering kan användas för att städa upp data i en vibrationssignal kan filtrering också orsaka felaktigheter. **Överfiltrering** av en vibrationssignal kan resultera i distorsion av verkliga data, som i allmänhet orsakar att den primära vibrationen får en lägre topp-amplitud än vad som är fallet i verkligheten. För att förhindra överfiltrering bör, enligt Gorman (1999), frekvensspannet för de omodifierade signalerna vara minst fem gånger större än frekvenserna för de dominerande vibrationerna.

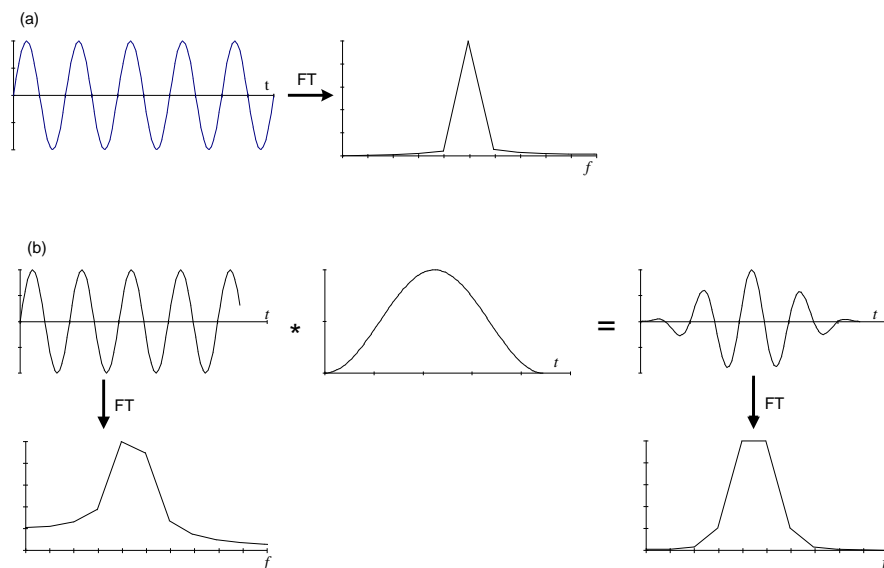




**Figur 2.3.9** Frekvensspektra för olika filter som tillgängliga vid signalbehandling (Claerbout, 1976)

### Fönsterfunktioner

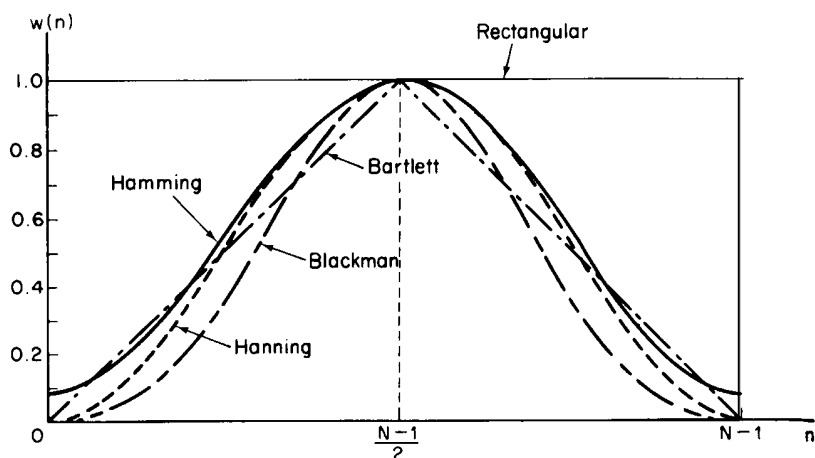
Fönsterfunktioner används för att multiplicera en vibrationssignal med en vägd funktion för att minska falska svängningar i frekvensdomänen. Realtidsmätningar utförs över ändliga intervall. Fouriertransformen definieras däremot över oändliga tidsperioder. Som sådan är Fouriertransformen av en samplad vibrationssignal en approximation. Följaktligen är lösningen av Fouriertransformen begränsade till  $1/T$ , där  $T$  är det ändliga tidsintervallet för vibrationsmätningen. Fouriertransformens upplösning i frekvensdomänen kan därför endast förbättras genom sampling över ett längre tidsintervall (stort  $T$ ).



**Figur 2.3.10** (a) Vibrationssignal med en tidsperiod som ryms inom den samplade intervallet. Detta resulterar i ett korrekt amplitudspektrum efter Fouriertransformen (FT). (b) Vibrationssignal med en tidsperiod som inte ryms inom i det samplade intervallet. Detta resulterar i falska svängningar efter Fouriertransformen jämfört ett korrekt amplitudspektrum Dessa falska svängningar kan reduceras genom att först multiplicera signalen med en fönsterfunktion innan Fouriertransformen av signalen till frekvensdomänen (Hall, 2000).

Ur en matematisk synvinkel, orsakas falska svängningar av att signalen plötsligt slås på i början av mätningen och sedan lika plötsligt stängs av i slutet av mätning. Dessa falska svängningar kallas **läckage**, vilket innebär att energi "smetas" in i angränsande frekvensband. **Fönsterfunktioner** används för att minimera läckaget av en signal. Genom att multiplicera en samplad signal med en fönsterfunktion som gradvis stiger från noll, så kan falska svängningarna minskas på bekostnad av en liten förlust i upplösning (se Figur 2.3.10). Det finns många

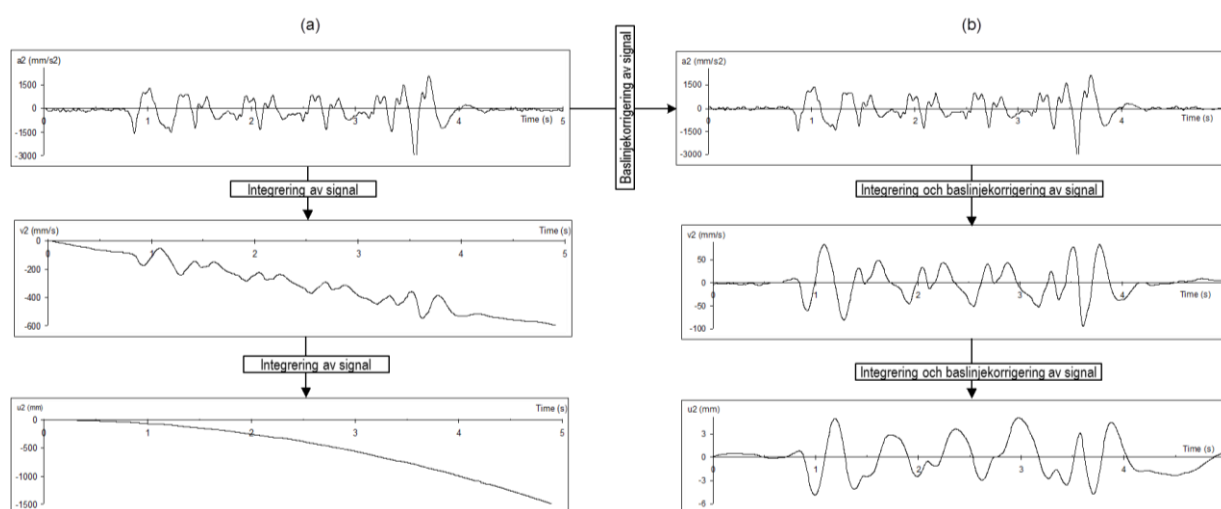
olika fönsterfunktioner, som alla innebär en avvägning mellan förlust i amplitudstorlek och frekvensupplösning. Några av de vanliga fönsterfunktionerna redovisas i Figur 2.3.11.



**Figur 2.3.11** Exempel på olika fönsterfunktioner som används i signalbehandling (Oppenheim & Schäfer, 1975).

### Baslinjekorrigerig

Det introduceras alltid ett antal fel när en signal integreras, vilket medför en avvikelse från baslinjen. Till exempel kan en förskjutning av en vågform som har integrerat direkt från en mätning från en accelerometer avvika avsevärt från baslinjen (se Figur 2.3.12). Dessa fel kan i vissa fall vara större än förskjutning i sig och som sådana begränsar användbarheten av lågfrekventa informationer i en signal. Felen härrör vanligtvis från inspelningsfel som bakgrundsljud, fel på inspelningsystemet, buller och ofullständigt samplade signaler. Filtrering och fönsterfunktioner kan även de medföra avvikelser från baslinjen. Korrigerig av sådana fel, kallad **baslinjekorrigerig**, är vanligtvis baserad på utifrån trendoptimerig med första och andra ordningens polynomer eller tillämpning av ett högpasfilter.



**Figur 2.3.12** (a) Integration direkt av en signal från en vibrationsmätning med en accelerometer och (b) integration av baslinjekorrigerig signaler från samma mätning (där  $a_2$  = vertikal svängningsacceleration,  $v_2$  = vertikal svängningshastigheten och  $u_2$  = vertikal svängningsförskjutning). (Hall, 2000).

### 2.3.6 Referenser

- BENDAT, J.S. & PERSOY, A.G., (1993), "Engineering Applications of Correlation and Spectra Analysis", *John Wiley & Sons*.
- BODARE, A., (1996), "Jord- och Bergdynamik", Avdelning för Jord- & Bergmekanik, Institutionen för Miljö & Samhällsbyggnad, *Kungliga Tekniska Högskolan*, Stockholm, Sverige.
- BOURKE, P., (1993), "DFT, Discrete Fourier Transform", <http://www.swin.edu.au/astronomy/pbourke/>, Australia.
- CLAERBAUT, J.F., (1975), "Fundamentals of Geophysical Data Processing", *McGraw-Hill*, New York, NY, US.
- ERSOY, O.K., (1997), "Fourier-Related Transforms, Fast Algorithms, and Applications", *Prentice-Hall*.
- GORMAN, S.P., (1999), "Using Instrumentation to Go Beyond Pass/Fail Testing", [www.sealedaircorp.com](http://www.sealedaircorp.com), US.
- HALL, L. (2000), "Simulations and Analyses of Train-induced Ground Vibrations - A Comparative Study of Two- and Three-dimensional Calculations with Actual Measurements". Avdelning för Jord- & Bergmekanik, Institutionen för Miljö & Samhällsbyggnad, *Kungliga Tekniska Högskolan*, Stockholm, Sverige.
- HEED, C. & Wall, M (2007), "Små vibrationsgivare – Nya typer, teorier och idéer". Marcus Wallenberg Laboratoriet för Ljud- och Vibrationsforskning, Institutionen för Farkost & Flyg, *Kungliga Tekniska Högskolan*, Stockholm, Sverige.
- KRAMER, S.L., (1996), "Geotechnical Earthquake Engineering", *Prentice-Hall*.
- MOK, Y.J, SANCHEZ-SALINERO, I., STOKOE, K.H. & ROËSSET, J.M., (1988), "In situ damping measurements by cross-hole seismic method", *Proceedings, Earthquake Engineering and Soil Dynamics II - Recent Advances in Ground Motion Evaluation, ASCE Geotechnical Special Publication*, No. 20, pp. 305-320
- OPPENHEIM A.V. & SCHAFER, R.W., (1975), "Digital Signal Processing", *Prentice-Hall*
- SVÄRDSTRÖM, A., (1987), "Tillämpad Signalanalys", *Studentlitteratur*, Lund, Sverige.
- TINGVALL, B. JOHANSSON, R. LARSSON, T., (2005), "Vibrationer i gruvindustrin", Avdelning för Ljud och Vibrationer, Institutionen för Arbetsvetenskap. *Luleå Tekniska Universitet*. Luleå, Sverige.
- TANIGUCHI, E., & SAWADA, K., (1979), "Attenuation with distance of traffic induced vibrations", *Soils and Foundations*, Vol. 19, No. 2, pp. 15-28
- SS-ISO 8041, "Vibration och stöt - Vibrationers inverkan på människan - Mätutrustning", *Standardiseringskommissionen i Sverige*.



## 3 OLIKA VIBRATIONSKÄLLOR

### 3.1 Jordskalv

Huvudförfattare: Bodare, A., Delförfattare: Hall, L. Senaste revidering: 2012-12-12

#### 3.1.1 Inledning

Den moderna utvecklingen av jord- och bergdynamiken startade med att geotekniker inte kunde förklara olika fenomen i marken i samband med de stora jordskalven i Anchorage, USA, och i Niigata, Japan. Dessa två jordskalv, som båda inträffade år 1964, startade en rejäl forskningsinsats och har lett till att vi idag kan förklara de fenomen som uppstår i samband med stora markrörelser vid både närbelägna små jordskalv och avlägsna stora jordskalv. Förståelsen av växelverkan mellan strukturer och mark har också utvecklats starkt men berörs inte i denna skrift.

#### 3.1.2 Seismologisk och tektonisk bakgrund

##### Tektonik

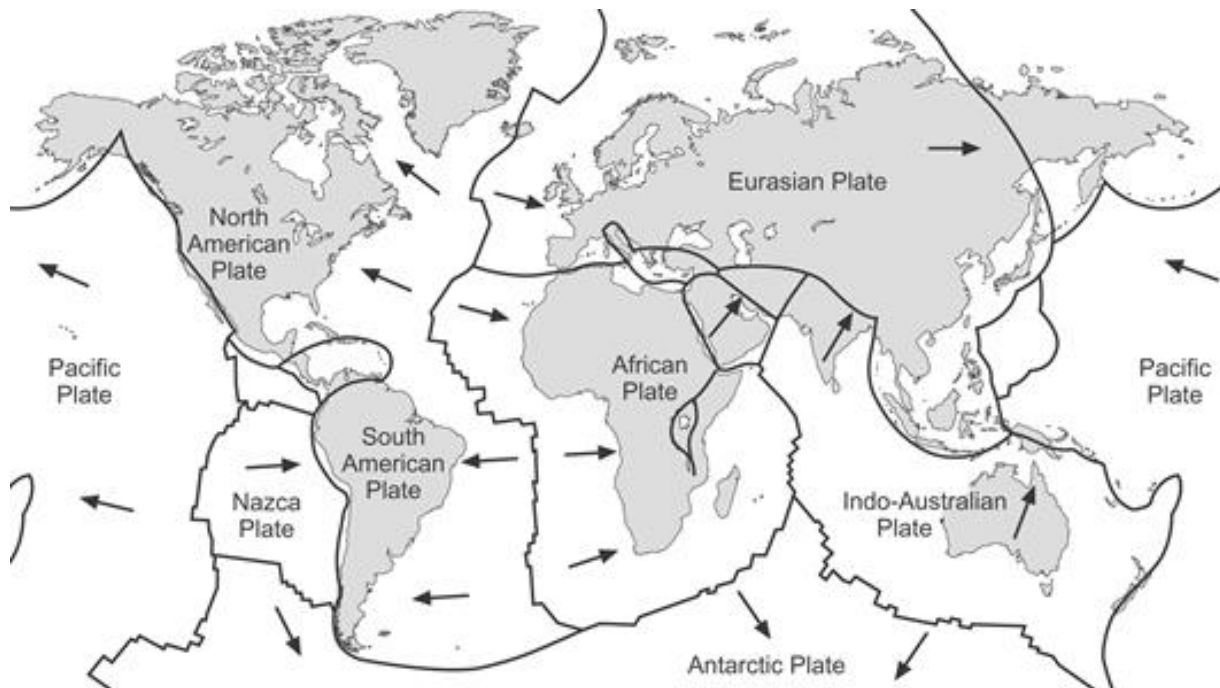
Efter andra världskriget fram till 1970-talet började forskarna förstå att meteorologen Alfred Wegeners hypotes, framlagd på 1900 talets början, att jordskorpan består av ett relativt litet antal rörliga jordskorpeplattor, i princip var riktig. Framförallt var det de forskare som undersökte havsbottenarna som fann det ena fenomenet efter det andra som endast kunde förklaras med denna hypotes. Var och en av de stora havsbottenarna genomskärs av en höjdrygg som kan höja sig flera tusen meter över den övriga oceanbotten. Man hade tidigare funnit att oceanryggarna är geologiskt aktiva med bl. a. förekomst av jordskalv och vulkanutbrott med framträngande lava. Nu fann man att oceanbottenarna blev äldre ju mer man avlägsnade sig från dem. Man fann vidare att områden på bottenarna med reverserad magnetisk polaritet motsvarades av sin spegelbild på andra sidan oceanryggarna. Forskarna förstod att oceanryggarna sprider oceanbottenarna ut mot kontinenterna.

I Figur 3.1.1 visas en karta med de största jordskorpeplattorna utritade. Plattornas utsträckning är avsevärt större än kontinenternas areal ovan vattenytan. De rör sig relativt varandra med en fart av upptill 0,2 m per år. De flesta jordskalv inträffar där plattorna har kontakt med varandra. Sådana jordskalv kallas mellanplattskalv (eng. interplate earthquakes). Kontaktytorna mellan de olika jordskorpeplattorna kan vara av tre typer:

1. Omvandlingsgränser - plattorna glider längs varandra.
2. Divergerande gränser - plattorna rör sig från varandra.
3. Konvergerande gränser (kollisionsgränser) - plattorna kolliderar med varandra.

När två jordskorpeplattor rör sig mot varandra, i en s.k. **konvergerande gräns**, kan olika fenomen uppstå. När en jordskorpeplatta av havsbotten kolliderar med en kontinentplatta, så sjunker havsbottenplattan under kontinentplattan då havsbotten har en högre densitet än kontinenter. Denna process kallas subduktionsgräns. Ett exempel på detta är den amerikanska kontinentens västra kust. De bergkedjor, konformade vulkaner och djupgravar som finns här är ett resultat av subduktionsprocessen, se Figur 3.1.2. I gränsen mellan den övre delen av den sjunkande havsplattan och den undre delen av kontinenten uppstår kraftiga jordskalv. En **subduktionsgräns** kan också ge upphov till mycket stora havsvågor. Detta fenomen, med stora havsvågor som uppstår pga. havsbottenrörelser vid ett jordskalv, benämns **tsunami** efter det japanska ordet för hamnvågor.

Det andra fenomenet i en konvergerande gräns uppstår när två kontinenter kollidera med varandra. Ingen av plattorna ger då vika och det blir en frontalkollision, som i fallet mellan den indiska och den euroasiatiska plattan. Vår egen bergskedja, Skanderna, är de nedvittrade resterna av en bergskedja som också uppstått ur en sådan subduktionsprocess.



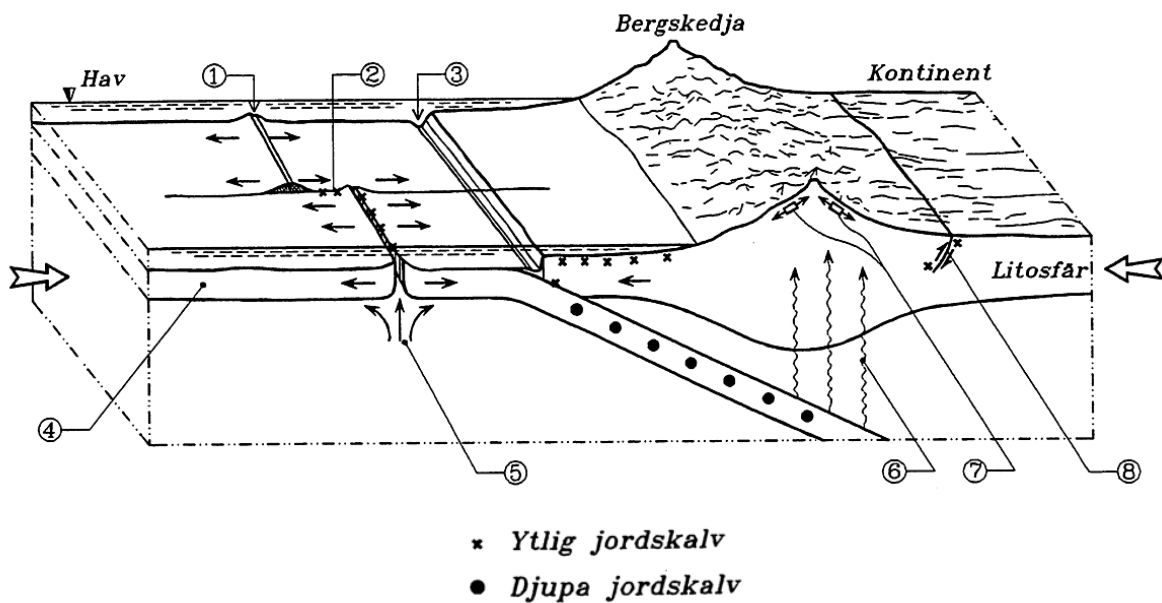
**Figur 3.1.1** Karta över de tektoniska plattorna och dess rörelseriktningar (www.rsc.org).

Plattor kan röra sig från varandra, s.k. **divergerande gräns**, som i de mittoceaniska bergsryggarna. Den mittatlantiska ryggen upptäcktes då man lade ut de transatlantiska kablarna. Att ryggarna i alla oceaner utgör ett världsomspännande nät upptäcktes under andra världskriget och åren därefter. Ryggarna spyr ut lava längs hela deras längd och kan liknas vid mycket långsträckta vulkaner. De enda platser på jorden där oceaniska ryggar går upp på torra land är på Island och den s.k. Afartriangeln i Etiopien. En divergenszon ger upphov till relativt små jordskalv och tsunamis.

Ryggarna är inte kontinuerliga utan de har avbrott på, i många fall, flera hundra km i sidled. Mellan dessa avbrott uppstår s.k. **omvandlingsgränser** (även kallad transformförkastningar) där plattorna rör sig förbi varandra. Dessa förkastningar kan producera mycket stora jordskalv. Den mest kända transformförkastningen är St. Andreasförkastningen i Kalifornien.

Det förekommer även **jordskalv inne i plattorna** (eng. intraplate earthquakes). Det är olika mekanismer som ger upphov till dessa skalv. I Skandinavien, vars skalv är av denna typ, verkar seismiken påverkas av den mittatlantiska ryggen och av landhöjningen efter inlandsisen.

Alla plattgränser är inte seismiska. Det gäller framförallt translationsrörelsen i transformförkastningar. I dessa seismiska gränser rör sig plattorna relativt varandra utan att framkalla skalv.

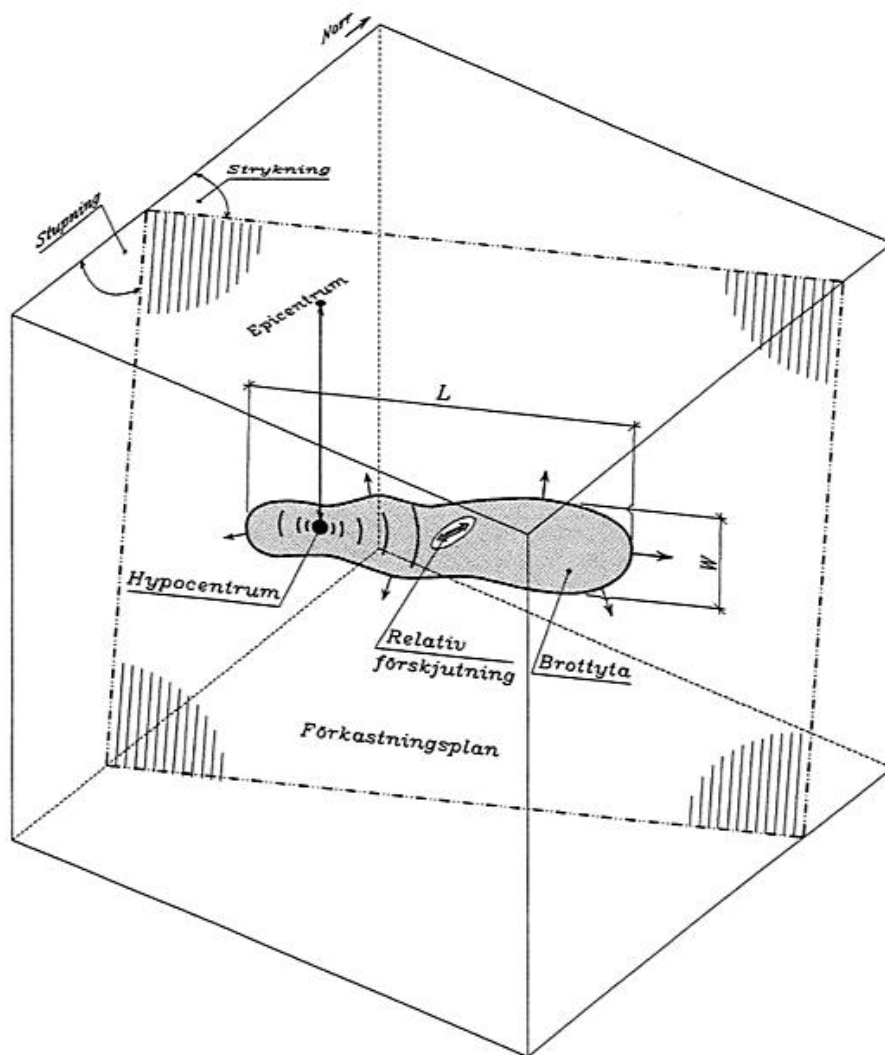


- |   |                                    |
|---|------------------------------------|
| 1. Divergerande gräns                         | 5. Hett material som rör sig uppåt |
| 2. Omvandlingsgräns<br>(transformförkastning) | 6. Magma som rör sig uppåt         |
| 3. Djupgrav                                   | 7. Område med dragspänningar       |
| 4. Kall litosfär                              | 8. Överförskjutningsförkastning.   |

**Figur 3.12.** Skiss över en subduktionsgräns (Bodare, 1997).

### Seismologi

De tektoniska plattorna är i ständig rörelse. I en plattgräns kan plattorna fastna i varandra. Spänningar byggs då upp och deformationer bildas i området där plattorna fastnat. Vid fortsatt rörelser mot varandra, så blir spänningarna så stora att brott uppstår i bergmassorna. Punkten där det initiala brottet uppstod kallas **hypocentrum** och dess projektion på markytan kallas **epicentrum**, se Figur 3.1.3. Brottet fortlöper varvid **brottytor** utbildas och utvidgas utmed plattgränsen mellan de två plattorna. Utbredningshastigheten för brottytan är), approximativt lika med bergets ytvågshastighet (Rayleighvågshastigheten). När den i brottytan och den upplagrade spänningarna har utjämntas mellan de två plattorna, så avstannar brottillväxten och spänningarna. Vid stora jordskalv kan brottytan vara så stor som 30 x 500 km<sup>2</sup> eller i vissa sällsynta fall avsevärt större (Bolt, 1998). De flesta brott är av typen skjuvning.



Figur 3.1.3 Skiss över en brottyta vid en jordbävning (Bodare, 1997).

De två brottytorna har efter brottet förskjutits inbördes. Den relativa förskjutningen är olika i olika delar av den nybildade brottytan. Många delar av brottytans rand, som består av 'uddar' och 'vikar', är instabila direkt efter händelsen. Dessa brister med tiden och åstadkommer då mindre skalv vilka kallas **efterskalv**.

**Brottsytans storlek** kan uppskattas på olika sätt. Ett vanligt sätt är att bestämma dess s.k. moment. Det kan beräknas med formeln

$$M_0 = A \cdot G \cdot D \quad (3.1.1)$$

där  $A$  är brottets yta,  $G$  är bergets skjuvmodul och  $D$  är medelvärdet av den relativa förskjutningen över brottytan.

Kraftiga skalv kan ha ett moment av  $10^{20}$  Nm. Ett annat sätt att uppskatta ett skalvs storlek är med den s.k. magnituden. Seismologerna utgår då från kurvan på ett seismogram. De mäter kurvans värde (amplitud) då den antar en viss periodtid. Genom att logaritmera värdet och korrigera för avståndet, apparaturen och markförhållanden kan den s.k. magnituden beräknas. Om periodtiden väljs till 2 s fås den s.k. **volymvågsmagnituden** (eng. body wave magnitude) om den väljs till 20 s fås **ytvågsmagnituden** (eng. surface wave magnitude). Genom att mäta



den maximala förskjutningen oavsett periodtid fås den s.k. lokala **magnituden** eller Richtermagnituden. De olika magnitudskalorna är avpassade så att de genom olika korrektionsfunktioner ger ungefär samma värde på magnituden. Då berg besitter en ändlig hållfasthet finns det i praktiken en övre gräns för magnituderna på ca 9. Små skalv kan ha negativa magnituder.

Idag används **momentmagnituden**, som bättre kan återspegla de förhållandena som uppstår vid stora skalv än jämfört med Richtermagnituden. Skalan grundar sig på det ovan beskrivna seismiska momentet. Momentmagnituden  $M_w$  definieras som (Bolt, 1988):

$$M_w = \frac{2}{3} \log(M_0) - 6.0 \quad (3.1.2)$$

Det största skalv som hittills har uppmätts var det i Chile 1960 som hade ett seismiskt moment på  $2,4 \times 10^{23}$  Nm vilket ger en momentmagnitud på 12,5. Ytvågsmagnituden bestämdes till 8,6.

Både varaktighet och frekvens varierar och beror på skalvets storlek. Stora skalv pågår generellt under längre tid, men återkommer mer sällan.

### 3.1.3 Avståndsdämpning

Från källvolymen strålar mekaniska vågor i form av volymvågor (P- och S-vågor). Energitetheten hos vågorna minskar med ökande avstånd, pga. både geometrisk och materialdämpning. Denna s.k. **avståndsdämpning för jordbävningar** kan uppskattas med hjälp av empiriska ekvationer. För västra USA har Joyner & Boore (1993) föreslagit följande formel för uppskattning av den maximala markaccelerationen,  $a$ , vid en jordbävning med en bedömd momentmagnitud. Den ges här i något förenklad (Joyner & Boore, 1993):

$$a = 95,5 \cdot e^{0,573M_w} \cdot e^{-0,00587r} / r \quad (3.1.3.a)$$

$$r = \sqrt{d^2 + 7,3^2} \text{ för } 5,0 < M_w < 7,7 \quad (3.1.3.b)$$

där  $a$  har enheten  $g$  ( $\approx 9.82 \text{ m/s}^2$ ) och  $d$  är kortaste avståndet, i km, till brottytans projektion på markytan.

### 3.1.4 Intensitet

Magnituden ger ett mått på mängden energi som frigörs i ett jordskalv men ger inte information om hur kraftiga skakningar som förekommer på en viss plats. Hur stora skador som uppkommer beror på skalvets djup, avstånd och andra egenskaper. Skakningarnas styrka på markytan mäts i intensitet. Flera olika skalor finns men de mest använda är **Modifierad Mercalli intensitet**,  $I_{MM}$ , och JMA intensitet (Japan Metrological Agency intensitet),  $I_{JMA}$ . Mercalliskalan är en tolvgradig skala som grundar sig på människors och byggnaders beteende vid skalvet, från skakningar som inte kan detekteras av människan till total ödeläggelse. JMA-skalan är liknande fast sjugradig.

### 3.1.5 Förstärkning i jordlager

Det upptäcktes tidigt att markytan vid jordlager verkade svänga mer än närbelägna områden med berg i dagen, dvs. att jordlagren förstärker bergets rörelse. Detta beror på att jordlager uppvisar **resonansfrekvenser**, dvs. vissa frekvenser i rörelsen förstärks och bidrar på så sätt till att den totala rörelsen ökar. Ett av de mesta kända fallen av förstärkning av markvibrationer i jordlager är jordskalvet vid Mexikos västra kust år 1985, som gav förödande förstörelse

av bebyggelsen i Mexico City hela 300 km från jordbävningens epicentrum. Läs vidare om resonansfrekvenser för markvibrationer i avsnitt 2.1.5.

Resonansfenomenet är också nära besläktat med förstärkning av markrörelse pga. terrängens topografi. Bergskammar förstärker medan dalbottnar förminskar markrörelser.

### 3.1.6 Referenser

BODARE, A. (1997). "Jord och bergdynamik", Avd. för Jord och Bergmekanik, *Kungliga Tekniska Högskolan*, Stockholm, Universitetsservice US AB. 166 s.

BOLT, B. A. (1988), "Earthquakes", *W.H. Freeman and Company*.

JOYNER, W. B. AND D. M. BOORE (1993). Methods for regression analysis of strong-motion data, *Bull. Seism. Soc. Am.* 83, 469-487)

## 3.2 Vibrerande fundament

Huvudförfattare: Wersäll, C., Delförfattare: Bodare, A. Senaste revidering: 2012-12-12

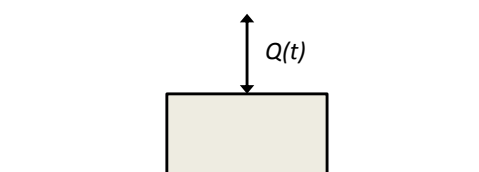
### 3.2.1 Allmänt

En vanlig tillämpning inom jorddynamik är vibrerande fundament som står på markytan. Detta område har sitt ursprung i analys av vibrerande maskinfundament, men har praktiska tillämpningar för alla typer av fundament som påverkas av dynamiska krafter (t.ex. vind eller trafik).

Figur 3.2.1 visar ett fundament som påverkas av en yttre tidsvarierande kraft,  $P(t)$ . Denna kraft är vanligtvis i form av en stöt eller en harmonisk svängning,

$$P(t) = P_0 \cdot \cos(\omega t) \quad (3.2.1)$$

där  $P_0$  är amplituden och  $\omega$  är vinkelfrekvensen i rad/s ( $\omega = 2\pi f$ ).

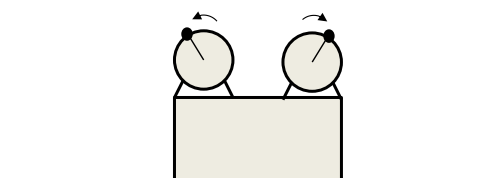


**Figur 3.2.1** Vertikalt vibrerande fundament.

Ett annat vanligt förekommande fall är att kraften orsakas av en eller två roterande excentermassor. Om två motriktade excentermassor är monterade på ett fundament, som i Figur 3.2.2, blir den horisontella komponenten noll, och den vertikala kraften kan beräknas med

$$P(t) = 2m_e e \omega^2 \cdot \cos(\omega t) \quad (3.2.2)$$

där  $m_e$  är excentermassan och  $e$  är excenteravståndet. Den dynamiska kraften ökar alltså då frekvensen ökar.



**Figur 3.2.2** Fundament med motriktade excentermassor.

### 3.2.2 Fundament på elastisk halvrymd

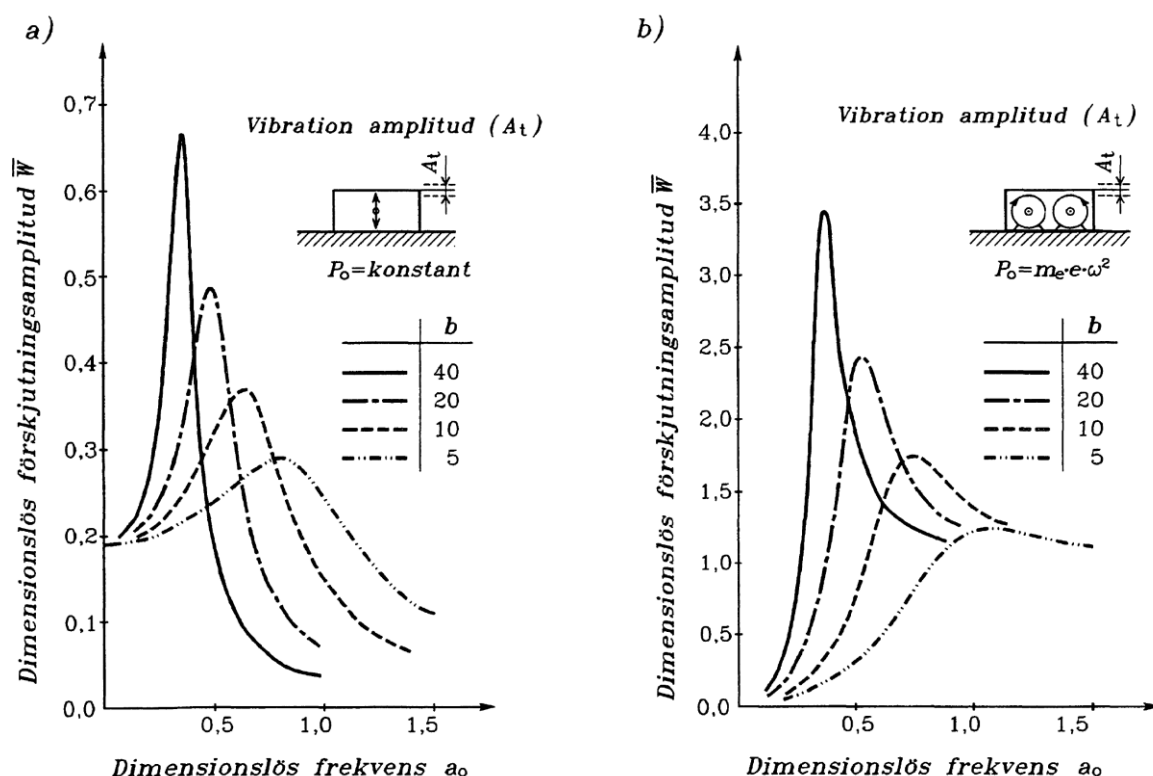
Det går att beräkna hur ett fundament på en elastisk halvrymd beter sig. Fundamentet kan röra sig på ett antal olika sätt, s.k. svängningsmoder. Dessa är:

- Vertikal translation
- Horisontell translation
- Rotation runt en horisontell axel, s.k. rocking (det svenska uttrycket torde vara gungning, dock används rocking även på svenska)
- Rotation runt den vertikala axeln, s.k. torsion

Eftersom det finns två horisontella riktningar och två rockingrörelser fås således totalt sex frihetsgrader. Här behandlas endast vertikal translation och rocking kortfattat. För ytterligare information hänvisas till Richart et al. (1970) eller Bodare (1997).

### Vertikala vibrationer

Figur 3.2.3 visar förskjutningsamplitud som funktion av frekvens för två fall. I (a) är kraftamplituden konstant vid alla frekvenser medan (b) visar förskjutningen för roterande excentermassor, där kraftamplituden ökar med frekvensen enligt Ekvation (3.2.2). Vid frekvensen noll är förskjutningen i (a) lika med den statiska för kraften  $P_0$ , medan förskjutningen är noll i (b), vilket beror på att det inte finns någon dynamisk kraft då massorna inte roterar.



**Figur 3.2.3** Förskjutningsamplitud mot frekvens för (a) konstant kraftamplitud och (b) roterande excentermassor. Från Bodare (1997), modifierad efter Richart et al. (1970).

I Figur 3.2.3 är axlarna normaliserade enligt

$$a_0 = \frac{\omega r_0}{c_S} \quad (3.2.3)$$

$$\bar{W}_a = \frac{G r_0 A_t}{P_0} \quad (3.2.4)$$

$$\bar{W}_b = \frac{m A_t}{m_e e} \quad (3.2.5)$$

där  $a_0$  är dimensionslös frekvens,  $r_0$  är fundamentets radie,  $c_S$  är halvrymdens S-vågsfart,  $\bar{W}_a$  och  $\bar{W}_b$  är dimensionslös förskjutningsamplitud för fallen (a) respektive (b),  $G$  är halvrymdens skjuvmodul,  $m$  är fundamentets massa och  $A_t$  är förskjutningsamplituden.

Figuren ovan visar att det uppstår tydliga resonansfenomen, dvs. att vibrationerna förstärks avsevärt vid en viss frekvens. Hur stor denna förstärkning blir brukar bero på dämpningen i

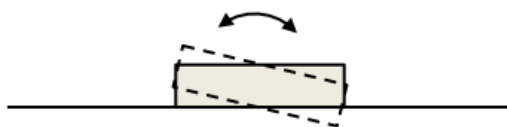
systemet. Lägre dämpning ger större förstärkning. Här ser vi att förstärkningen beror på parametern  $b$ , som kallas massförhållandet och fås av

$$b = \frac{m}{\rho r_0^3} \quad (3.2.6)$$

där  $\rho$  är halvrymdens massdensitet. Massförhållandet avgör alltså hur stor dämpningen blir. Ett fundament med stor massa får lägre dämpning.

### Rocking

Rotation runt en horisontell axel brukar benämnas ”rocking” (det närmaste uttrycket på svenska torde vara ”gungning”, men generellt används ”rocking” även på svenska) och visas i Figur 3.2.4.



**Figur 3.2.4** Rocking

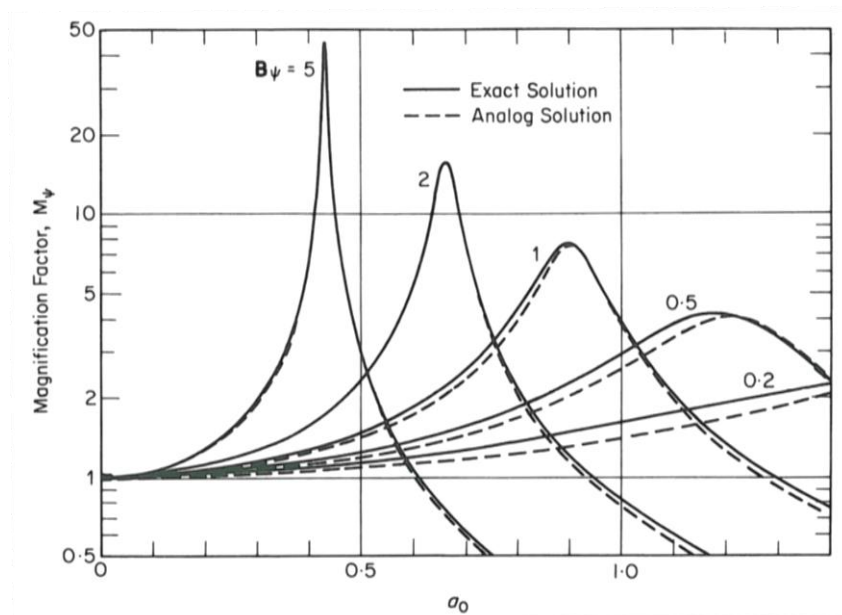
För rocking beräknas massförhållandet enligt

$$B_\psi = \frac{3(1-\nu)}{8} \frac{I_\psi}{\rho r_0^5} \quad (3.2.7)$$

där  $\nu$  är tvärkontraktionstalet (Poissons tal) och  $I_\psi$  är tröghetsmomentet för fundamentet runt rotationspunkten. Tröghetsmomentet fås från följande ekvation

$$I_\psi = \frac{\pi r_0^2 h \gamma}{g} \left( \frac{r_0^2}{4} + \frac{h^2}{3} \right) \quad (3.2.8)$$

där  $h$  är fundamentets höjd och  $\gamma$  är jordens tunghet. Figur 3.2.5 visar vibrationsförstärkning (jämfört med en statisk belastning) som funktion av dimensionslös frekvens och massförhållande. Notera att den vertikala axeln har logaritmisk skala pga. den mycket kraftiga förstärkningen.

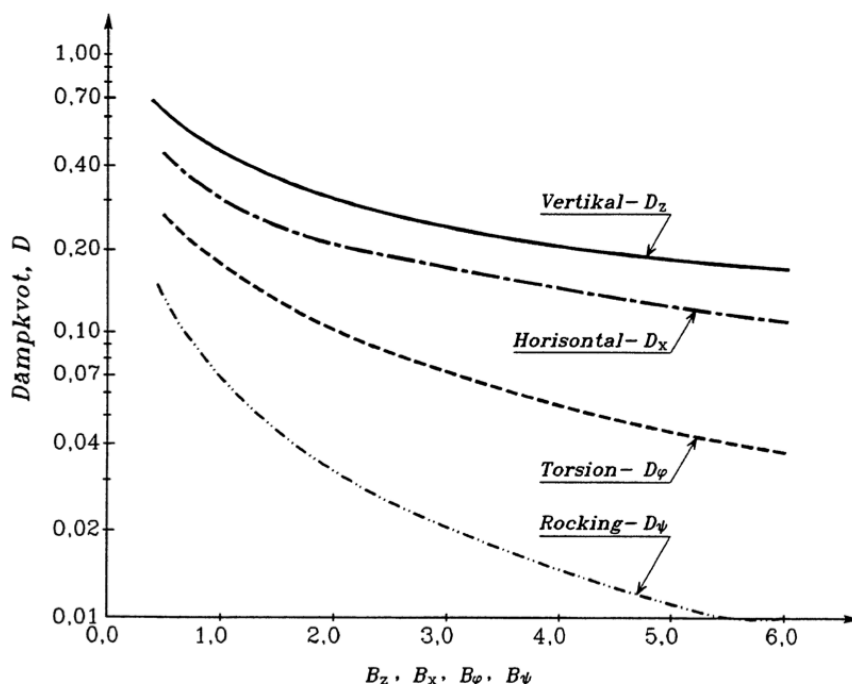


**Figur 3.2.5** Vibrationsförstärkning mot frekvens vid rocking. Från Hall (1967).

## Dämpning

I alla dynamiska system har dämpningen mycket stor betydelse då den påverkar bl.a. resonans. För vibrerande fundament på markytan styr även dämpningen hur mycket markvibrationer som genereras. En hög dämpning medför att stora vibrationer propagerar ut i omgivande jord. Däremot kan inte rörelsen fortgå under längre tid utan yttre krafter eftersom den snabbt dämpas ut.

Figur 3.2.6 visar hur dämpkvoten varierar med massförhållandet för olika svängningsmoder. Dämpningen för vertikal translation är mycket hög medan den för rocking är mycket låg. Rocking uppstår därför mycket lättare än vertikala svängningar.




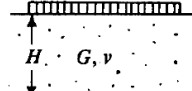
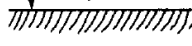
**Figur 3.2.6** Dämpkvot för olika svängningsmoder och massförhållanden. Från Bodare (1997), modifierad efter Richart et al. (1970).

### 3.2.3 Skiktad icke-linjär jord

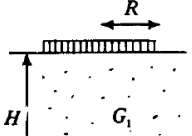
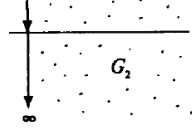
De ovan beskrivna beräkningsmodellerna gäller endast då jorden kan approximeras till en oändlig halvrymd. Detta kan förväntas vara godtagbart då mäktigheten på det översta skiktet är större än 2-3 gånger fundamentets diameter.

Modellerna gäller även under antagandet att jorden beter sig linjärelastiskt. Då jord generellt är mycket icke-linjär kan detta få allvarliga konsekvenser vid stora töjningar. Vid mycket små töjningar kan den elastiska approximationen vara rimlig.

Gazetas (1983) har angett ekvationer för styvheten av ett fundament på markytan då den underliggande jorden består av två skikt. Figur 3.2.7 visar styvheten då ett ändligt jordskikt överlagrar en stel undergrund. I Figur 3.2.8 har även undergrunden en ändlig styvhet, dock högre än det ytliga skiktet.

Type of loading	Static stiffness	Range of validity†	Soil profile
Vertical:	$K_v = \frac{4GR}{1-\nu} \left( 1 + 1.28 \frac{R}{H} \right)$	$H/R > 2$	
Horizontal:	$K_h = \frac{8GR}{2-\nu} \left( 1 + \frac{1}{2} \frac{R}{H} \right)$	$H/R > 1$	
Rocking:	$K_r = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left( 1 + \frac{1}{6} \frac{R}{H} \right)$	$4 > H/R > 1$	
Torsion:	$K_t = \frac{16}{3} GR^3$	$H/R > 1.25$	

Figur 3.2.7 Dynamisk styvhet för vibrerande fundament på ändligt jordlager. Från Gazetas (1983).

Type of loading	Static stiffness*	Range of validity	Profile
Vertical:	$\frac{4G_1R}{1-\nu_1} \cdot \frac{1+1.28 \frac{R}{H}}{1+1.28 \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2}}$	$1 < \frac{H}{R} < 5$	
Horizontal:	$\frac{8G_1R}{2-\nu_1} \cdot \frac{1+\frac{1}{2} \frac{R}{H}}{1+\frac{1}{2} \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2}}$	$1 < \frac{H}{R} < 4$	
Rocking:	$\frac{8G_1R^3}{3(1-\nu_1)} \cdot \frac{1+\frac{1}{6} \frac{R}{H}}{1+\frac{1}{6} \frac{R}{H} \frac{G_1}{G_2}}$	$0.75 < \frac{H}{R} < 2$	$0 < \frac{G_1}{G_2} < 1$

Figur 3.2.8 Dynamisk styvhet för vibrerande fundament på skiktad jord. Från Gazetas (1983).

För att ta hänsyn till jordens icke-linjäritet eller andra fall av skiktad jord bör beräkningar utföras i numeriska beräkningsprogram.

### 3.2.4 Referenser

BODARE, A. (1997), Jord- och bergdynamik, **Kungliga Tekniska Högskolan**, Avd. för jord- och bergmekanik, Stockholm.

GAZETAS, G. (1983), Analysis of machine foundations: state of the art, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 2, No. 1, 2-42.

HALL, J. R., JR. (1967), Coupled rocking and sliding oscillations of rigid circular footings, *Proc. International Symposium on Wave Propagation and Dynamic Properties of Earth Materials*, Albuquerque.

RICHART, F. E., JR., HALL, J. R., JR. AND WOODS, R. D. (1970), Vibrations of soils and foundations, *Prentice-Hall*, Englewood Cliffs, New Jersey.





### 3.3 Pålning

Huvudförfattare: Massarsch K.R., Delförfattare: Wersäll, C. Senaste revidering: 2012-12-12

#### 3.3.1 Allmänt

Pål- och spontslagning innebär risk för buller, vibrationer samt sättning eller hävning nära arbetsplatsen. Hur pålnings och spontningsarbeten påverkar omgivningen är beroende av vilka jordlagerförhållanden som råder. Vibrationsspridning till omgivningen beror också på vilket sätt pålen eller sponten drivs ned. De för pålnings- och spontningssammanhang vanligaste drivningsmetoderna i Sverige är slagning, vibrering, borrar och schaktning. Vibrationsspridning till omgivningen kan uppdelas på följande faktorer:

1. Neddrivningsmetod
  - a. slagning
  - b. vibrering
  - c. borrar
  - d. schaktning
2. Omgivande och underliggande jord
  - a. friktionsjord
  - b. kohesionsjord
3. Typ av spont/påle

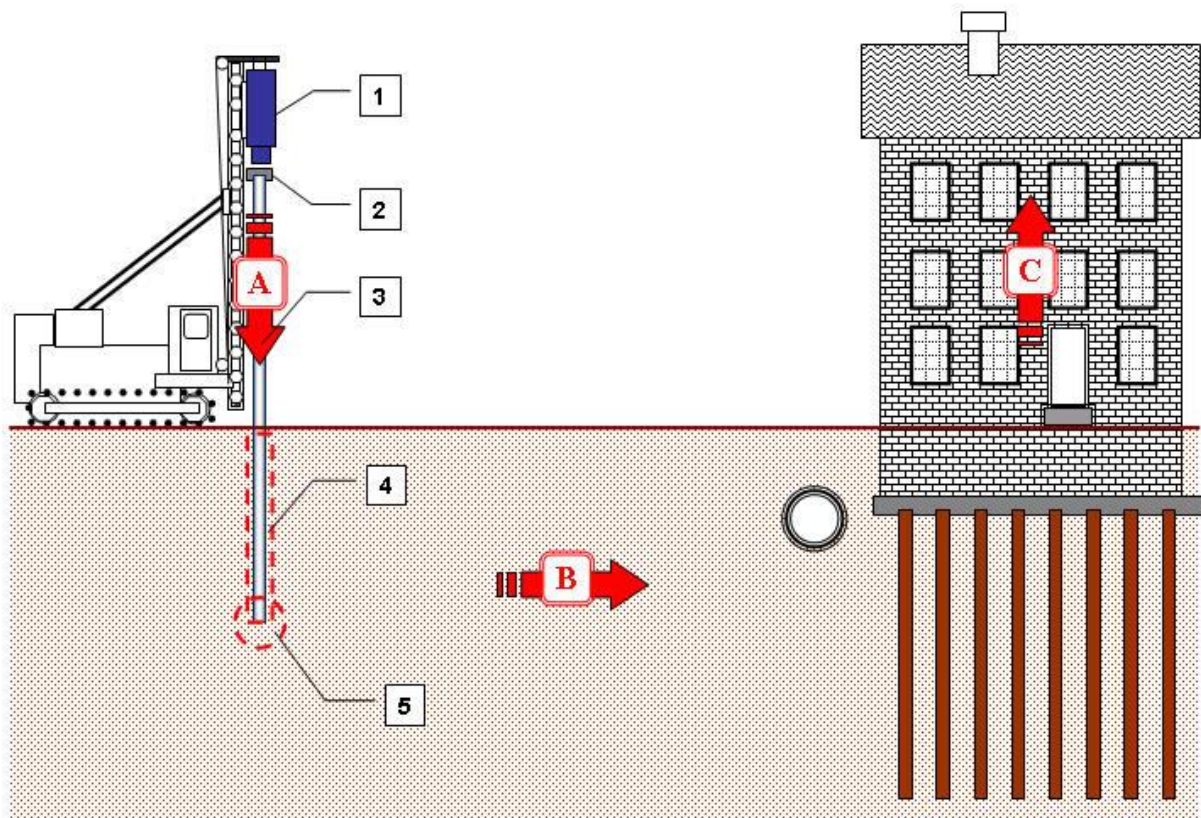
På grund av de geotekniska förutsättningarna i de nordiska länderna med områden med mäktiga lager av lös lera och sand på fast morän eller berg är slagning av pålar den vanligaste djupgrundläggningsmetoden. För djupa schakter används ofta stålspont som stödkonstruktion och den installeras ofta med fallhejare. Eftersom myndigheter i Sverige och internationellt ställer allt strängare miljökrav med avseende på vibrationer och buller, som begränsar användningen av pålslagning, är det nödvändigt att projektören redan under ett tidigt skede av projektet kan uppskatta om - och i vilken omfattning - vibrationsproblem och skador på byggnader kan förväntas. Under de senaste decennierna har stötvågmätningar för bedömning av pålars bärförmåga blivit allt vanligare. Under senare tid har förståelsen för jorrdynamiska frågeställningar inom geotekniken resulterat i nya modeller som även omfattar vibrationer vid slagning och vibrering av pålar. I föreliggande avsnitt beskrivs hur vibrationer uppstår vid slagning av pålar och hur dessa utbreder sig i omgivande jordlager. Dessutom redovisas en förenklad metod för uppskattning av markvibrationer i samband med slagning av pålar.

#### 3.3.2 Pålslagning

##### Källa

När en påle trycks ner långsamt i jorden så uppstår inga eller endast mycket svaga vibrationer. När pålens nedträngningshastighet ökar så ökar också i allmänhet markvibrationernas intensitet. Med andra ord, markvibrationerna är beroende av de dynamiska krafterna som uppstår i gränssytan mellan pålen och den omgivande jorden. Vibrationer uppstår på grund av den stötvåg som framkallas i pålen när hejaren slår mot pålen. Stötvågen utbreder sig genom pålen och överförs längs manteln och vid pålspetsen till de jordlager som pålen penetrerar. Vibrationerna utbreder sig sedan från pålens mantel och/eller spets i form av olika vågtyper till omgivningen. Vibrationer avtar ofta med ökande avstånd från vibrationskällan men kan också

förstärkas i jordlager eller byggnader på grund av resonanseffekter. Vibrationsutbredningen är ett komplicerat förlopp som illustreras i Figur 3.3.1. Fallhejaren (1) överför den kinetiska energin via påldynan (2) till pålen (3). Stötvågen i pålen framkallar ett dynamiskt jordmotstånd längs pålens mantel (4) och vid pålspetsen (5). Fördelningen av det dynamiska mantelmotståndet  $R_M$  och spetsmotståndet  $R_T$  beror på de geotekniska och geodynamiska förutsättningarna under pålens nerträngning. Vibrationer kan således framkallas samtidigt längs pålens mantel och vid pålens spets. Vibrationerna som framkallas genom det dynamiska jordmotståndet längs manteln utbreder sig i form av cylindriska vågor till omgivningen. Vid spetsen uppstår i första hand kompressionsvågor (P-vågor) samt skjuvvågor (S-vågor) som utbreder sig som sfäriska vågor i alla riktningar. När P- och S-vågorna når markytan reflekteras och refrakteras dessa. Genom refraktion av P- och S-vågor uppstår ytvågor (R-vågor) som kan utbreda sig med relativt låg geometrisk dämpning längs markytan.



**Figur 3.3.1** Principfigur av vågutbredningen från hejare, genom spont (A), vågutbredning i omgivande jordlager (B) och respons av byggnader (C).

Fallhejarens anslagshastighet  $v_0$  kan beräknas enligt följande samband

$$v_0 = \sqrt{2gh} \quad (3.3.1)$$

där  $g$  = jordaccelerationen och  $h$  = fallhöjden.

Det är viktigt att observera att hejarens anslagshastighet är oberoende av hejarens massa. Den maximala svängningshastigheten som framkallas av stötvågen i pålen,  $v^P$  kan beräknas enligt följande samband om hejarens  $Z^H$  och pålens  $Z^P$  impedans är känd

$$v^P = \frac{v_0}{1 + \frac{Z^P}{Z^H}} \quad (3.3.2)$$

Pålens impedans  $Z^P$  är en viktig parameter inom påldynamiken och kan beräknas enligt följande samband

$$Z^P = A^P c^P \rho^P = \frac{E^P A^P}{c^P} \quad (3.3.3)$$

där  $A^P$  = pålens tvärsnittsarea,  $c^P$  = vågutbredningsfarten i pålen och  $\rho^P$  = pålmaterialets densitet och  $E^P$  = pålmaterialets elasticitetsmodul. På motsvarande sätt kan hejarens impedans  $Z^H$  beräknas.

Svängningshastigheten i pålen,  $v^P$  är enligt Ekv. (3.3.2) beroende av kvoten mellan pålens och hejarens impedans. Om pålens impedans är högre än hejarens så sjunker svängningshastigheten av stötvågen i pålen. Om pålens och hejarens impedans antas vara lika så förenklas ekv. (3.3.2) till

$$v^P = 0,5 v_0 \quad (3.3.4)$$

dvs. svängningshastigheten i pålen är hälften av hejarens anslagshastighet. Den dynamiska kraften  $F_i$  av stötvågen, som avgör intensiteten av det dynamiska jordmotståndet och därmed markvibrationernas intensitet, kan beräknas med ledning av följande samband

$$F_i = Z^P v^P \quad (3.3.5)$$

där  $Z^P$  är pålens impedans och  $v^P$  är svängningshastigheten av stötvågen. Den dynamiska kraften som forplantas genom stötvågen längs pålen ger upphov till markvibrationerna.

Vanligtvis uppstår starka vibrationer vid slagning av pålspetsen mot ett fast jordlager. Vibrationer kan också utstrålas längs pålmanteln när pålen slås genom medelfast och fast lagrad friktionsjord med hög mantelfriktion. Det dynamiska jordmotståndet som framkallar markvibrationer mobiliseras vid pålspetsen  $R_T$  och kan förenklat beräknas enligt följande samband, (Massarsch & Fellenius, 2008)

$$R_T = 2 v^P Z_p \quad (3.3.6)$$

där  $v^P$  = svängningshastigheten vid pålspetsen,  $Z_p$  = jordlagrets impedans för P-vågor. Det dynamiska spetsmotståndet är beroende av P-vågsimpedansen under pålspetsen och svängningshastigheten i pålen. Impedansen i jordlagret  $Z_p$  kan beräknas enligt följande samband

$$Z_p = A^P c_p \rho_j \quad (3.3.7)$$

där  $A_p$  = pålens tvärsnittarea,  $c_p$  = P-vågsfarten i jordlagret under pålen och  $\rho_j$  = jordlagrets skrymdensitet.

P-vågsfarten är i löst lagrad jord lika med P-vågsfarten i vatten (1450 m/s) men kan vara högre i fasta jordlager såsom morän. Jordmaterialets skrymdensitet varierar för de flesta fasta jordlagren vanligtvis inom ett begränsat intervall (1,7 – 2,2 t/m<sup>3</sup>). Lägg märke till att jordlagrets P-vågsimpedans  $Z_p$  inte är samma som pålens impedans  $Z^P$ . Genom insättning av Ekv. (3.3.6) i Ekv. (3.3.7) erhålls ett samband som visar vilka parametrar som har störst betydelse för det dynamiska spetsmotståndet och därmed vibrationsutbredningen från pålspetsen

$$R_T = 2 v^P A^P c_p r_j \quad (3.3.8)$$

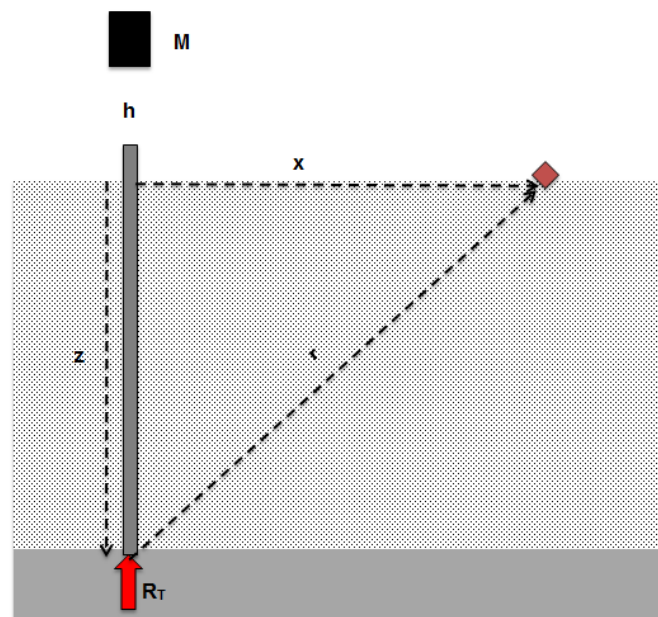
Av Ekv. (3.3.8) framgår att de parametrarna som har betydelse för det dynamiska jordmotståndet och därmed risken för markvibrationer är svängningshastigheten i pålen,  $v^P$ , pålens tvärsnittsarea och P-vågshastigheten,  $c_p$ . En detaljerad beskrivning av mekanismerna som påverkar vibrationsutbredningen vid påslagning har redovisats av Massarsch & Fellenius (2008).

### Empirisk metod för uppskattning av markvibrationer

För att kunna bedöma risken för markvibrationer från påslagning med hejare har empiriska metoder tagits fram. Ett vanligt förekommande samband som ofta används i praktiken är

$$v = k \frac{\sqrt{W}}{r} = k \frac{\sqrt{M g h}}{r} \quad (3.3.9)$$

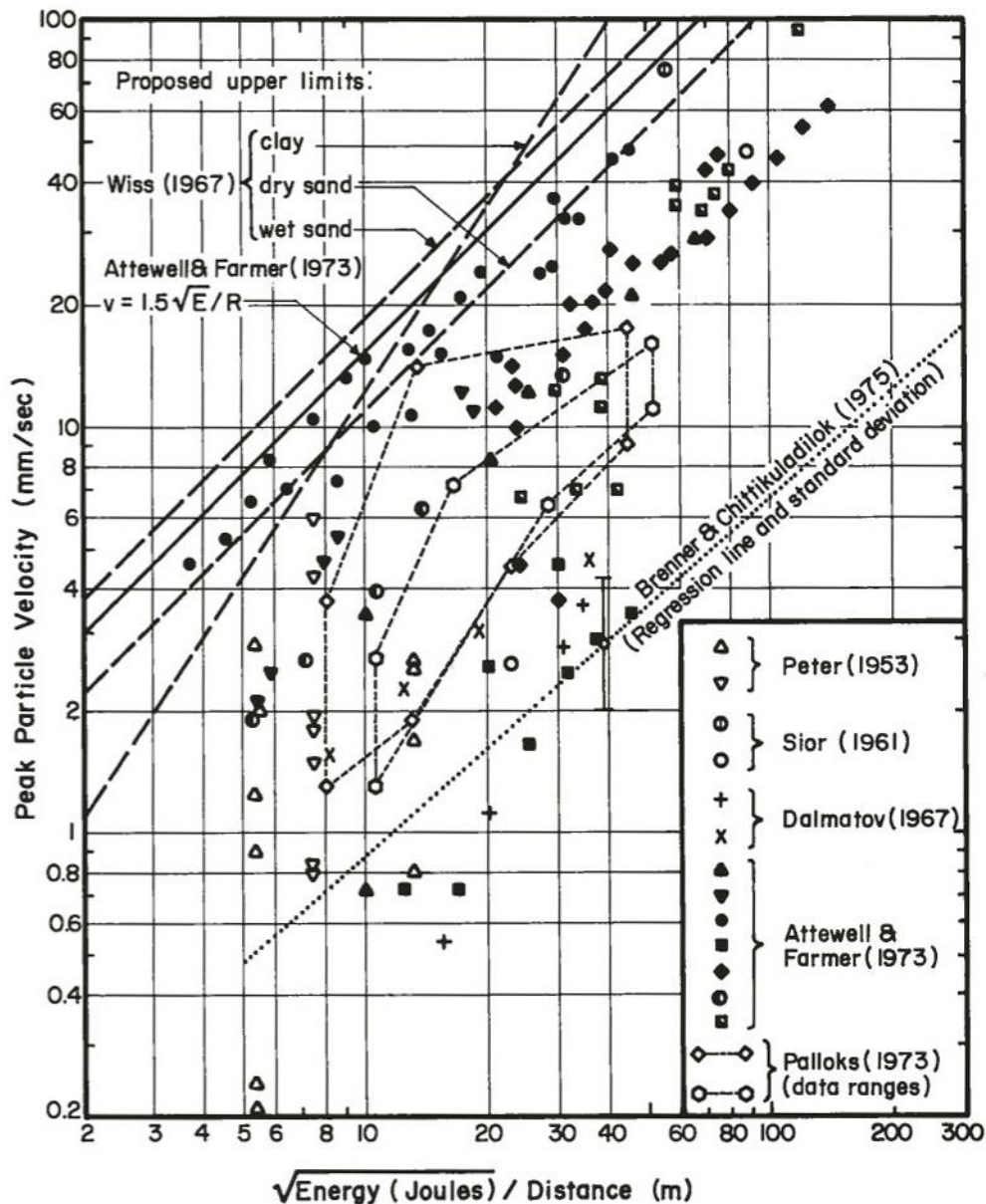
där:  $v$  (mm/s) = markvibrationens vertikala komponent,  $k$  ( $m^2 / s / \sqrt{J}$ ) = empirisk faktor,  $W$  (Nm) = slagenergin som överförs från hejaren till pålen,  $M$  (ton) = fallhejarens massa,  $g$  ( $m/s^2$ ) = jordaccelerationen,  $h$  (m) = fallhöjden och  $r$  (m) = avståndet från vibrationskällan till observationspunkten på markytan. Figur 3.3.2 illustrerar sambandet mellan vibrationskällans läge och observationspunkten på markytan. Avståndet  $r$  från vibrationskällan till observationspunkten ska inte förväxlas med det horisontella avståndet  $x$  på markytan.



**Figur 3.3.2** Samband mellan vibrationskällans läge (fast jordlager som genererar det dynamiska jordmotståndet) och observationspunkten på markytan.

En viktig uppgift är att identifiera djupet för den huvudsakliga vibrationskällan när pålen tränger ner genom jordlagren och når fastare lager. Detta kan ske lämpligen utgående från sonderingsresultat eller resultat från propvpålning. Om ingen annan information finns tillgänglig rekommenderas att välja i Ekv. (3.3.9)  $r$  som avståndet mellan pålspetsen och observationspunkten på markytan.

En annan viktig faktor som måste väljas i Ekv. (3.3.9) är den empiriska faktorn  $k$ . Brenner & Viranuvut (1977) redovisar resultat från vibrationsmätningar vid påslagning i olika jordarter. Av Figur 3.3.3 framgår att spridningen av mätvärdena är stor. Ofta används i litteraturen ett medelvärde av  $k = 0,75$ .



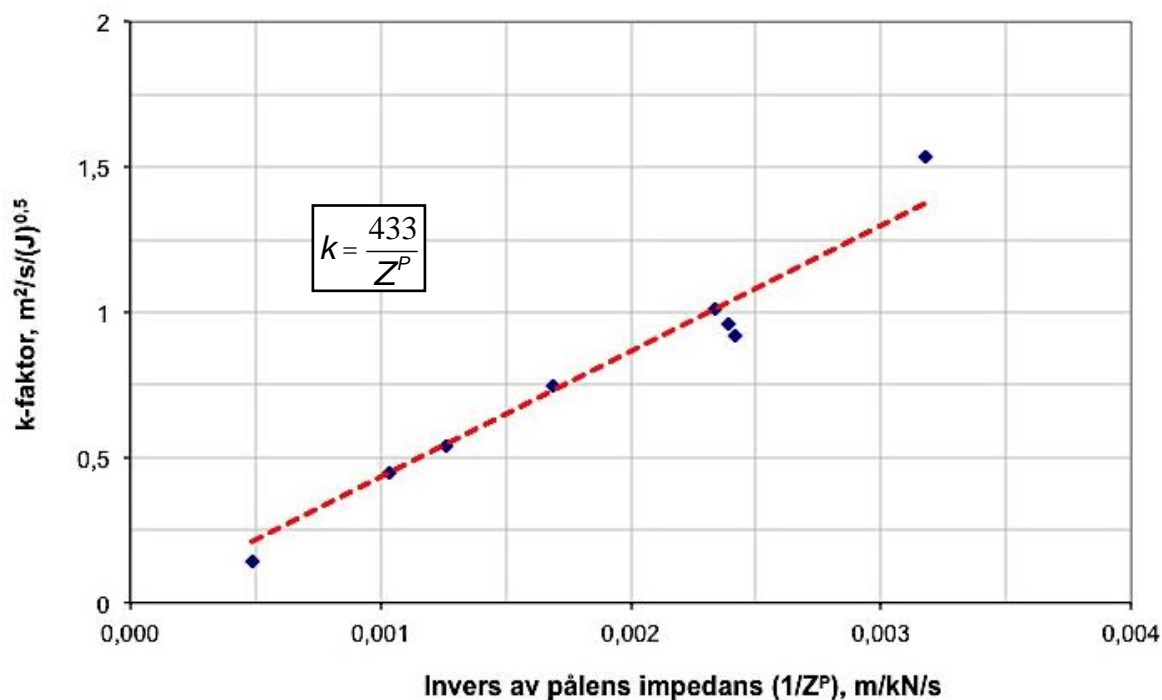
**Figur 3.3.3** Resultat från vibrationsmätningar vid påslagning med indikation av spridningen av  $k$ -faktorn, efter Brenner & Viranuvut (1977).

Utgående från fältmätningar har Heckman and Hagerty (1978) visat att  $k$ -faktorn är beroende av påsens impedans. Massarsch och Fellenius (2008) har analyserat dessa mätdata och funnit att  $k$ -faktorn är en linjär funktion av inversen av påsens impedans,  $Z^P$ , jfr Figur 3.3.4 och nedanstående ekvation

$$k = \frac{433}{Z^P} \quad (3.3.10)$$

Genom insättning av ekv. (3.3.3) och (3.3.10) i ekv. (3.3.9) erhålls ett empiriskt samband som kan användas för uppskattning av markvibrationer från påslagning

$$v = \frac{433 \sqrt{Mgh}}{Z^P r} = \frac{433 c^P \sqrt{Mgh}}{E^P A^P r} \quad (3.3.11)$$



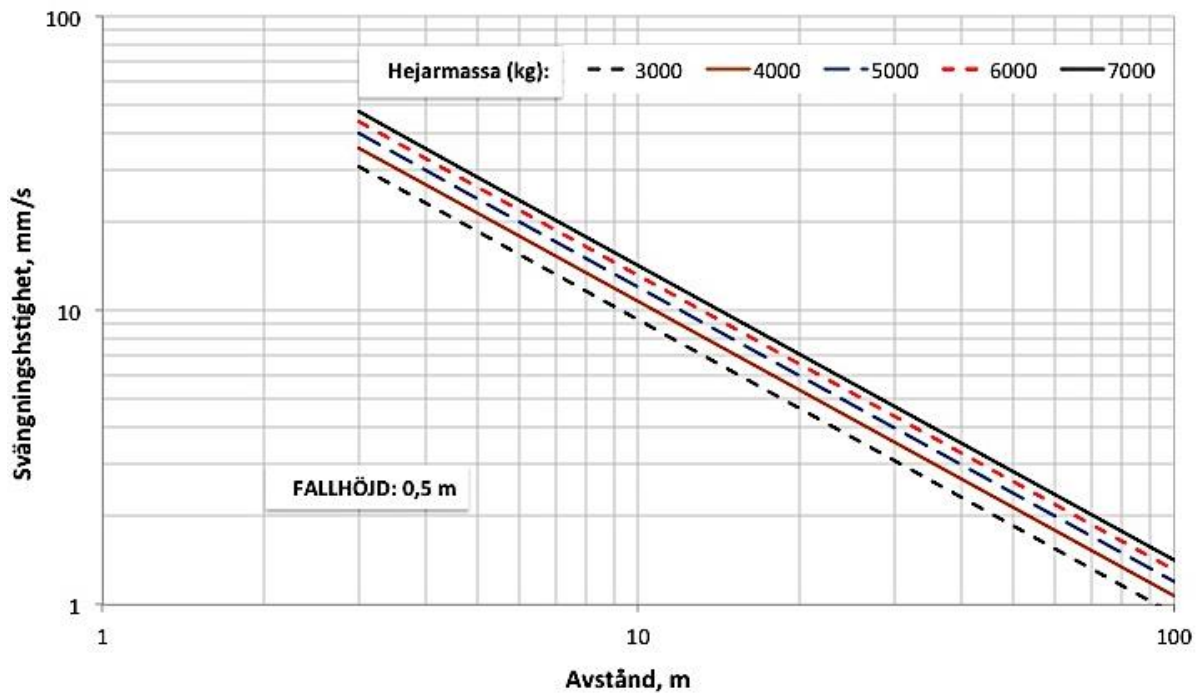
**Figur 3.3.4** Sambandet mellan pålens impedans  $Z^P$  och den empiriska faktorn  $k$  enligt ekv. (3.3.9).

Det bör beaktas att beräkningen av den vertikala svängningshastigheten enligt ekv. (3.3.9) ger ett approximativt och empiriskt värde och bör verifieras genom fältmätningar eller provpå-  
ning.

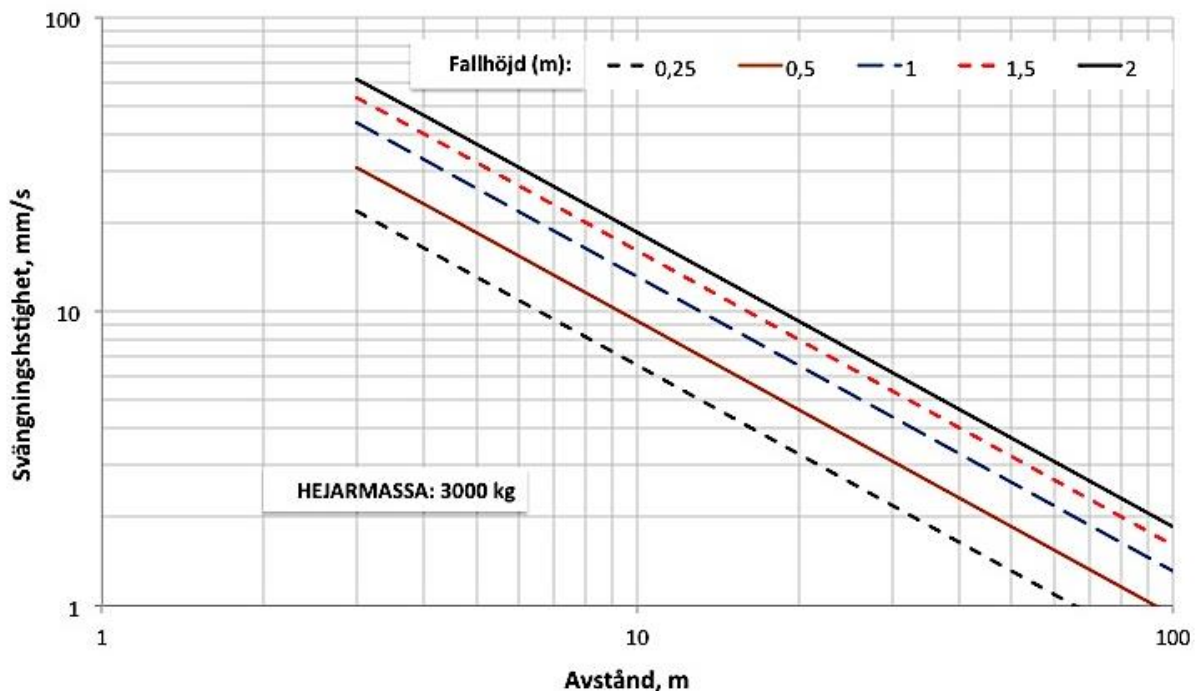
### Beräkningsexempel

I detta avsnitt ges några exempel på hur ovan redovisade teoretiska samband kan användas i praktiken. Det antas att en betongpåle med area  $A^P = 0,0552 \text{ m}^2$ , vågfart  $c^P = 3900 \text{ m/s}$ , elasticitetsmodul  $E^P = 40000 \text{ MPa}$  ska slås genom en medelfast jord. Med Ekv. (3.3.7) erhålls pålens impedans  $Z^P = 566 \text{ kNs/m}$ . I figur 3.3.5 visas hur markvibrationerna varierar med avstånd från vibrationskällan när pålen slås med konstant fallhöjd  $h = 0,5 \text{ m}$  och varierande hejar-massa (3 – 7 ton).

I figur 3.3.6 visas för samma påle markvibrationernas avståndsberoende när pålen slås med en hejare med en massa av 3 ton med varierande fallhöjd. Av diagrammet framgår tydligt fall-höjdens betydelse för markvibrationers intensitet.



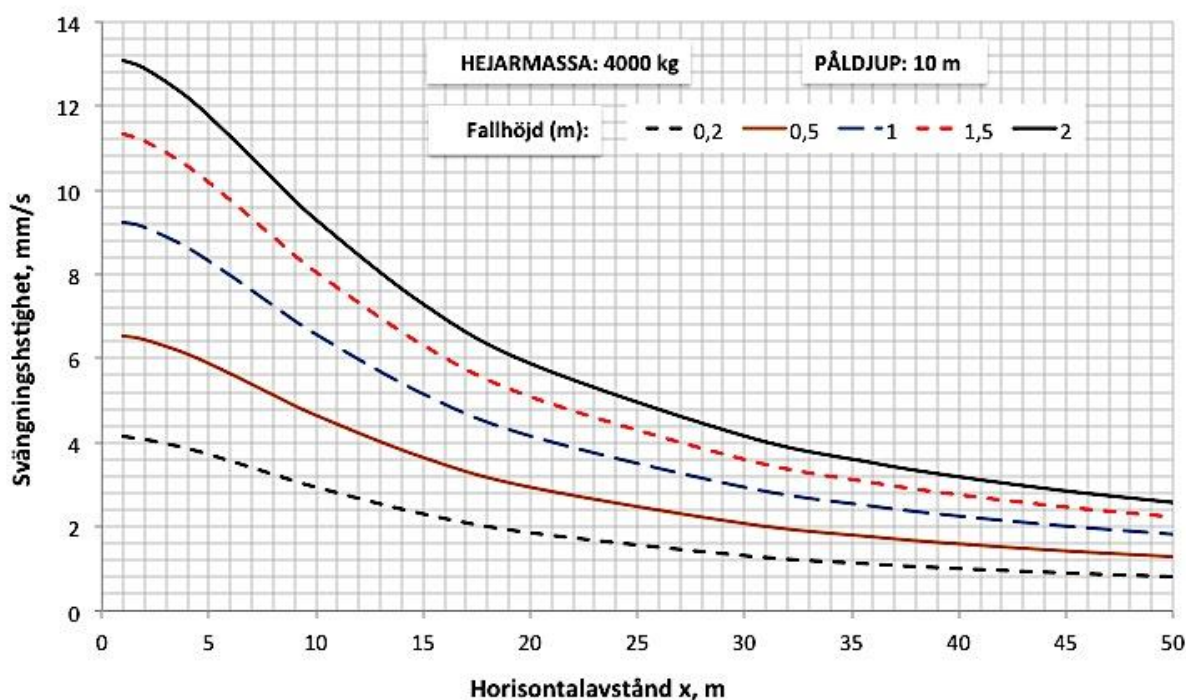
**Figur 3.3.5** Markvibrationers avståndsberoende enligt ekv. (3.3.11) vid slagning av betongpåle med konstant fallhöjd och varierande hejarmassa. Observera att avståndet  $r$  räknas från vibrationskällan till observationspunkten på markytan, jfr Figur 3.3.2.



**Figur 3.3.6** Markvibrationers avståndsberoende enligt ekv. (3.3.11) vid slagning av betongpåle med hejar med massa 3 ton och varierande fallhöjd. Observera att avståndet  $r$  räknas från vibrationskällan till observationspunkten på markytan, jfr Figur 3.3.2.

I nästa exempel antas att en betongpåle slås genom ett skikt av lös lera till fast morän på 10 m djup. Pålens kantlängd är 0,30 m och fallhejarens massa är 4000 kg. För en betongpåle av typ SP1 med area  $A^P = 0,09 \text{ m}^2$ , vågfart  $c^P = 3900 \text{ m/s}$  och elasticitetsmodul  $E^P = 40000 \text{ MPa}$  erhålls en pålimpedans  $Z^P = 923 \text{ kNs/m}$ . Hejarens fallhöjd antas variera mellan 0,2 och 2 m.

Vibrationernas avståndsberoende uppskattas med hjälp av ekv. (3.3.11) och redovisas i figur 3.3.7.



**Figur 3.3.7** Vertikal svängningshastighet som funktion av horisontalavståndet när en betongpåle slås mot ett fast jordlager på 10 m djup, jfr. Figur 3.3.2.

### Åtgärder

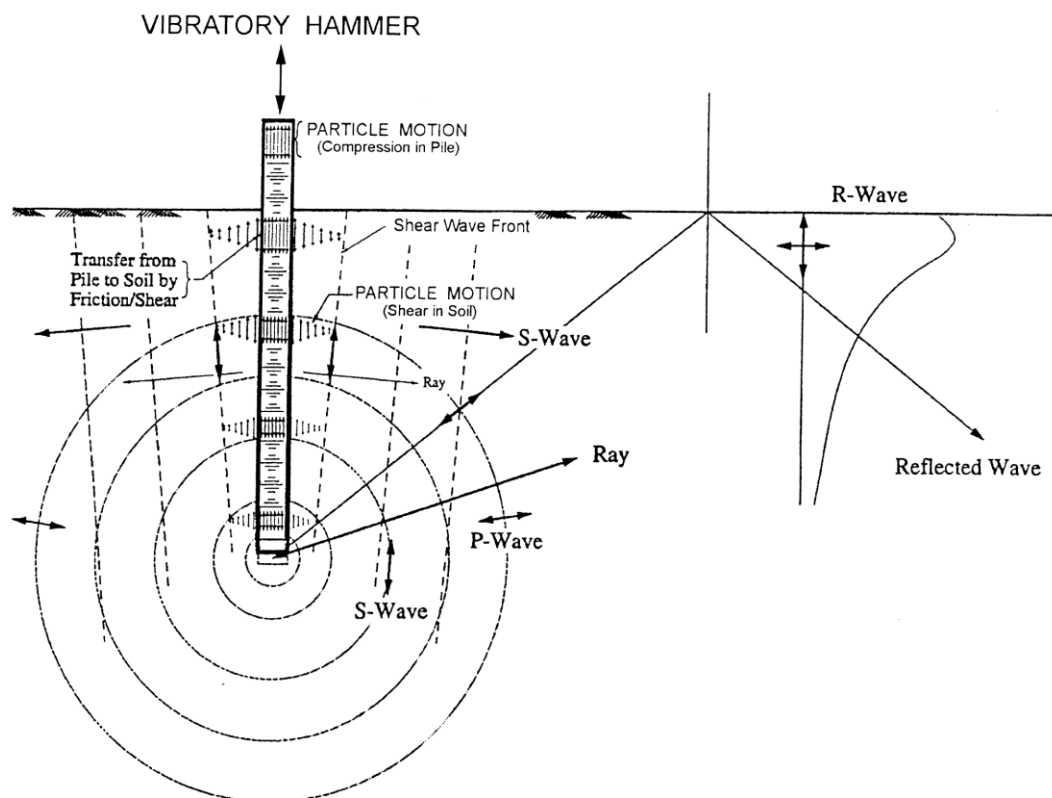
Vid projektering av pålningsprojekt där markvibrationer kan vara ett betydande riskmoment, t ex vid anläggningsarbeten i bebyggda områden, är det viktigt att kunna bedöma vilka faktorer som har störst betydelse för att kunna minska risken för omgivningspåverkan. Följande rekommendationer bör beaktas under projekterings- och utförandeskede vid arbeten i vibrationskänsliga områden:

1. Bedöm de geotekniska förutsättningarna utgående från sonderingar för att bedöma jordlagerföljder och lager med högt slagningsmotstånd. Genom förborring kan risken för markvibrationer reduceras, särskilt vid fast lagrade jordlager nära markytan.
2. Pålens impedans är en viktig faktor; vid slagning av pålar med låg impedans ökar risken för markvibrationer. Välj därför en påle med hög impedans.
3. Hejarens anslagshastighet och därmed fallhöjden har direkt inverkan på markvibrationers intensitet. Vid vibrationsproblem är det lämpligt att öka hejarmassan och att minska fallhöjden.

### 3.3.3 Pålsvibrering

Vid pål- och spontvibrering gäller liknande förhållanden som vid pål- och spontslagning, dvs. vibrationsutbredning med en radiell komponent från manteln och en sfärisk komponent från spetsen, se Figur 3.3.8.





**Figur 3.3.8** Vibrationspridning vid pål- och spontvibrering. Från Athanasopoulos & Pelekis (2000).

Vid ett visst avstånd från sponten/pålen sprids vibrationer främst i form av Rayleighvågor. Dessa vågor påverkar på intilliggande jordlager, byggnader och annat beror främst på vågoras frekvensinnehåll. Detta beror på den frekvens med vilken sponten drivs ned. Användandet av frekvensvariabla vibratorer gör att frekvensen kan anpassas så omgivningspåverkan minimeras. Start och avslut är också viktiga och kan kräva speciellt utförande.

### 3.3.4 Referenser

ATHANASOPOULOS, G. A. AND PELEKIS, P. C. (2000), Ground vibrations from sheetpile driving in urban environment: measurements, analysis and effects on buildings and occupants, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 19, 371-387.

BRENNER, R.P. AND VIRANUVUT, S., (1977), "Measurement and prediction of vibrations generated by drop hammer piling in Bangkok subsoils". *Proceedings of the 5th Southeast Asian Conference on Soil Engineering*, Bangkok, July 1977, pp. 105-119.

HECKMAN, W.S. AND HAGERTY, D.J., (1978). "Vibrations associated with pile driving". American Society of Civil Engineering, *Journal of the Construction Division*, 104 (CO4) 385-394.

MASSARSCH, K. R. (2000). Settlements and damage caused by construction-induced vibrations. *Proceedings, Intern. Workshop Wave 2000*, Bochum, Germany 13 - 15 December 2000, pp. 299 - 315.

MASSARSCH, K. R. (2005). Deformation Properties of Stabilized Soil Columns, *Proceedings, Intern. Conf. On Deep Mixing*, Stockholm, 23 - 25 May, 2005. Vol. 1, pp. 129 - 144.

MASSARSCH, K. R., FELLENIOUS, B. H. (2008). Ground vibrations induced by pile driving. *6<sup>th</sup> International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering*, Arlington, VA, August 11 -16, 2008. Keynote lecture. 38 p.

## 3.4 Bergsprängning

Huvudförfattare: Wersäll, C., Delförfattare: Lind, C., Senaste revidering: 2012-12-12

### 3.4.1 Allmänt

Sprängning är den dominerande metoden vid uttag av bergmaterial, i både bygg- och anläggningsprojekt samt vid gruvbrytning. Ovan mark utförs rörgravs-, plan- eller pallsprängning, där borrhålen normalt är vertikala eller svagt lutande, till exempel 5:1 eller 10:1. Plansprängning är sprängning av lågt berg, pallhöjd vanligtvis lägre än cirka 2 meter. Pallsprängning är sprängning av berg från 2-3 meter upp till 30 meter högt. Vid rörgravs- och plansprängning är borrhålsdiametrarna ofta klena, t.ex. 38 mm, och borrhålsladdningarna varierar från några hektogram upp till ca 2 kg. Vid pallsprängning är borrhålsdiametrarna större, ofta 51-89 mm. Det innebär att borrhålsladdningarna ökar kraftigt och är mellan några kg upp mot ca 100 kg. I gruvor kan borrhålsladdningarna uppgå till flera hundra kg.

Vid tunnelsprängning under mark är borrhålen horisontella i tunnelfronten. Längd på tunnelsalvor varierar mellan cirka 1,5-6 meter. Borrhålsdiametrarna är förhållandevis klena, cirka 50 mm. Det innebär att borrhålsladdningarna blir låga, mellan 2-8 kg. Sprängningsarbeten måste ofta delvis dimensioneras utifrån deras vibrationspåverkan på omgivningen.

I sprängsalvor ovan jord är antalet borrhål ofta mellan 10 och 100 stycken. Vid tunnelsalvor kan antalet borrhål uppgå till flera hundra. Då sprängning sker i många borrhål detoneras borrhålsladdningarna inte samtidigt, utan i tidsintervall. Detta för att bergmassan alltid ska ha en fri yta att spräckas upp emot. Vid tunnelsprängning detoneras först laddningar i tunnelfrontens inre delar och sedan längre ut mot konturen. Intervalltiderna i tunnelsalvor är normalt separerade med cirka 25-500 ms om pyrotekniska sprängkapslar används. Varaktigheten för en sådan sprängsalva är ofta cirka 6 sekunder att jämföra med en ovanjordssalva som varar endast några tiondels sekunder. På senare tid har elektroniska sprängkapslar blivit vanligare och då kan intervalltiderna väljas i stort sett individuellt, upp till 10-15 sekunder.

Notera att summan av alla borrhålsladdningar i en sprängsalva ger totala mängden sprängämne i sprängsalvan. Totala mängden sprängämne i salvor kan därför variera mellan några kg i små sprängsalvor till åtskilliga ton i samband med bergtäkter och gruvor.

Det finns många typer av sprängämnen med olika egenskaper. Dessa behandlas inte i denna text. Gemensamt för alla sprängämnen är att de ger upphov till stötvågor som spräcker upp bergmassan. En del av energin strålar ut till omgivningen i form av markvibrationer. Sprängningsarbeten måste ibland dimensioneras utifrån deras vibrationspåverkan på omgivningen, inte minst vid sprängning i tätorter.

Den totala laddningsmängden som detonerar momentant benämns samverkande laddningsmängd och anges i kg. Det är denna mängd som är avgörande för storleken på de markvibrationer som uppstår och inte totala mängden sprängämne i salvan. Hur samverkande laddningsmängd definieras varierar. Vanligast är att ange det kraftigast laddade borrhålet i sprängsalvan som samverkande laddningsmängd. Eller summera laddningsmängderna för de borrhål där sprängkapslarna har samma intervallnummer. En äldre definition som ibland förekommer är att mängden sprängämne som detonerar inom 8 ms i en sprängsalva anses vara samverkande laddningsmängd.

Innan sprängningsarbetet påbörjas upprättas sprängplan som innehåller borrhål-, ladd- och tändplan. Sprängplaners utformning kan variera beroende på omfattning och komplexitet i ett sprängningsprojekt. Sprängplanen syfte är dock att beskriva hur sprängningsarbetena kommer

att bedrivs. Varje enskild sprängsalva dokumenteras sedan i sprängjournaler som innehåller detaljerade uppgifter om antal borrhål, borrhålsdiameter, hålsättningar, mängd och typ av sprängämne, tändplan och typ av sprängkapslar, utförande av täckning av salvan för att förhindra stenkast m.m.

För ytterligare information om sprängteknik hänvisas till Olofsson (1999) och Persson et al (1994). Markvibrationer från sprängning behandlas detaljerat i Dowding (1985).

### 3.4.2 Försiktig sprängning

Sprängning som utförs med hänsyn till omgivningen benämns försiktig sprängning. Då beaktas inte bara markvibrationer utan även skadliga luftstöt vågor, stenkast och markrörelser (gastryck och svällning av bergmassor). I stadsmiljö innebär alla sprängningsarbeten försiktig sprängning. Följande moment bör ingå i en försiktig sprängning:

- Riskanalys – bestämning av restriktioner på omgivningen, till exempel begränsningar på vibrationer och luftstöt vågor
- Provsprängning
- Upprättande av prognos
- Mätning och uppföljning – främst vibrationsövervakning och besiktning av byggnader

Dock utgår ofta en eller flera av punkterna ovan vid mindre sprängningsarbeten. Riskanalysen baseras i de flesta fall på riktlinjer i Svensk Standard (SS) 460 48 66. I riskanalysen görs en inventering av byggnader, anläggningar ovan och under mark samt vibrations- och störningskänsliga utrustningar som kan beröras av sprängningarna. Inventeringen innefattar bland annat grundläggningsförhållanden, ingående byggnadsmaterial och vibrationskänslig utrustning. Även ledningar i mark kan inventeras, alternativt så hänvisas till samlingsritningar. Därefter bestäms gräns- eller riktvärden för vibrationer och luftstöt vågor. En viktig del i riskanalysen är också att föreslå besiktningsomfattning och mätpunktspaceringar för vibrationsövervakning eller lämna förslag på vibrationsisolering, fasta sprängtider liksom informationsrutiner till omgivningen.

Besiktning, eller s.k. syneförrättning, av byggnader utförs enligt SS 460 48 60. Syneförrättningen utförs okulärt, kompletterat med fotografering av befintliga förändringar (sprickor etc.) innan sprängningsarbetena påbörjas. När sprängningsarbetena avslutats görs efterbesiktning för att dokumentera om nya förändringar uppkommit.

I de fall en provsprängning utförs, så kan en noggrann prognos av sprängningsarbetets påverkan på omgivningen utföras och maximal tillåten laddningsmängden med hänsyn till risk skador på omgivande byggnader kan beräknas. Även mätningar från tidigare sprängningar i samma område kan till tillgodoräknas under vissa förutsättningar. Allteftersom produktionsprängningarna fortgår uppdateras prognosen utifrån uppmätta vibrationer. Vibrationsmätningarna syftar även till att kontrollera att kriterievärden inte överskrids.

### 3.4.3 Vibrationskriterier

Att bestämma vibrationskriterier för ett objekt innebär att i någon form kvantifiera de vibrationer som kan tillåtas. Vanligast är gräns-, eller riktvärden, vilket i samband med sprängning normalt innebär maximalt tillåtna vibrationer, men även andra former av kriterier kan tillämpas, såsom larmvärden. Försiktighet bör iakttagas då dessa begrepp kan användas på olika

sätt. Kriterievärden och åtgärder vid överskridanden regleras i riskanalysen eller ett separat kontrollprogram.

Styrande kriterier är vanligtvis risk för skador på byggnader, anläggningar, utrustning och installationer. I sin enklaste form består ett kriterievärde av den maximalt tillåtna vibrationsnivån (acceleration, svängningshastighet eller förskjutning), dvs. det största värdet i en uppmätt vibrationssignal. Alternativt kan olika gräns- eller riktvärden förekomma vid olika frekvenser eller ett enskilt värde efter tidsvägning (RMS) eller frekvensvägning med ett förutbestämt filter. Det förekommer även andra kriterier, som t.ex. den tredje högsta spiken i en vibrationssignal. I Sverige tillämpas vanligtvis det maximala toppvärdet uppmätt i vertikal riktning.

För skador på byggnader gäller den s.k. sprängstandard, SS 480 48 66:2011. Syneförrättning utförs före och efter sprängningsarbetena enligt SS 460 48 60. För påverkan på andra typer av konstruktioner (t.ex. broar, järnvägsbankar, undermarksanläggningar) och känslig utrustning krävs normalt en separat utredning. Påverkan på byggnader från sprängningsinducerade luftstövågor behandlas i SS 02 52 10.

### Sprängstandard

Riktvärden för sprängningsinducerade vibrationer i byggnader med avseende på skador kan bestämmas enligt SS 4604866:2011. Begreppet riktvärde skall här tolkas som rekommenderat gränsvärde som inte ska överskridas. Riktvärdet beräknas enligt följande ekvation:

$$v = v_0 \cdot F_b \cdot F_m \cdot F_d \cdot F_t \quad (3.4.1)$$

där  $v_0$  är okorrigerad vertikal svängningshastighet som beror på byggnadens undergrund,  $F_b$  är byggnadsfaktor,  $F_m$  är materialfaktor,  $F_d$  är avståndsfaktor och  $F_t$  är verksamhetsfaktor. Faktorernas syfte är att ta hänsyn till hur känslig bygganden är för vibrationer och dess värden fås från tabeller och diagram. Riktvärdena skall följas upp genom mätning i vertikal riktning i grundläggningsnivå på byggnadsdel av betong eller liknande. Mätpunkten monteras i eller på byggnaden där avståndet är som minst till sprängningsarbetena. För stora byggnader eller omfattande sprängningsarbeten är det vanligt att flera mätpunkter monteras på samma byggnad och att de flyttas under tiden sprängningsarbetena pågår.

#### 3.4.4 Vibrationsprognos

I större eller långvariga sprängningsprojekt görs normalt en prognos där storleken av vibrationer som sprids till omgivningen uppskattas och jämförs med någon form av kriterievärden, exempelvis från SS 460 48 66:2011 eller från en vibrationsteknisk riskanalys. Om omgivningspåverkan i form av markvibrationer är dimensionerande för sprängsalvorna måste dessa anpassas därefter. På samma sätt kan s.k. framdriftsprognoser utföras. Då beräknas hur stora samverkande laddningar, och därmed storlekar på salvorna, som kan sprängas utan att vibrationskriterierna överskrids. Framdriftsprognoser är ett viktigt verktyg för att upprätta tidplaner i sprängningsprojekt.

Det är viktigt att skilja på vibrationsprognos och vibrationskriterier. Det senare innebär att bestämma de högsta tillåtna vibrationsnivåerna på en viss plats eller för en byggnad/anläggning med hänsyn till risk för skador eller andra dimensionerande faktorer. Kriterievärden kan bestämmas med hjälp av riktlinjer, standarder eller mer anpassade metoder för enskilda objekt, som beräkningar eller experiment. Kriterievärden beror dock alltid i slutändan på ett beslut, t.ex. utifrån en standard eller med en beslutad marginal från ett uppskattat skadevärde. En vibrationsprognos, däremot, har till uppgift att i bästa möjliga mån förutsäga

de verkliga vibrationsnivåer som uppkommer. Alla typer av förenklingar ger därför en sämre prognos. Ett förenklat förfarande kan ofta tillämpas vid övervakningsmätning för kontroll mot kriterievärden (t.ex. vertikal mätriktning) eftersom riktlinjer och standarder normalt baseras på förenklade parametrar (t.ex. vertikal toppsvängningshastighet). För mätningar som syftar till att ge indata till, eller jämföras med, en vibrationsprognos bör dock högre krav ställas, framförallt vid tunnelsprängning.

Prognoser bör baseras på uppmätta vibrationer från provsprängningar eller inledande produktionsprängningar. Provsprängningar utförs helst som enkelskott i bergborrade hål och inte som hela sprängsalvor. I vissa fall kan det ha skett andra sprängningar i samma område och det kan då vara acceptabelt att använda uppmätta vibrationsdata från dessa. Dock skall uppmärksamhet iakttas då olika förfaranden och lokala variationer i geologi kan förändra förhållandena till så stor grad att dessa data inte är tillämpbara. Det är oftast olämpligt att använda uppmätta data från en annan geografisk plats (d.v.s. att återanvända prognoser från tidigare sprängningar som inte är utförda i direkt anslutning till den aktuella sprängplatsen), såvida inte lokal geologi, undergrund, grundläggningsförhållanden och utförande är mycket likartade.

### Prognosmodeller

För vibrationsprognos används ofta s.k. skallagssamband. Det finns många olika skallagar. Dock har alla gemensamt att de uppskattar maximal svängningshastighet som funktion av en s.k. skalfaktor (ibland benämnd laddningsnivå) innehållande avstånd från sprängsalva till mät punkt och samverkande laddningsmängd. Vibrationsamplituden minskar med avståndet och ökar med laddningsmängd. Hur den beräknas beror på vilket skallagssamband som används samt på en empirisk bestämning av konstanter för den aktuella prognosen. Ett tidigt uttryck för maximal svängningshastighet,  $v$ , (toppvärde) enligt Langefors och Kihlström (1978) är

$$v = K \sqrt{\frac{Q}{R^{3/2}}} \quad (3.4.2)$$

där  $R$  är avstånd mellan laddning och givare i m,  $Q$  är samverkande laddningsmängd i kg och  $K$  är en empirisk konstant. I Sverige används ofta sambandet

$$v = K \left( \frac{R}{Q^{1/2}} \right)^{-n} \quad (3.4.3)$$

där  $K$  och  $n$  är empiriska konstanter som bestäms genom regressionsanalys av vibrationsdata från mätningar av vibrationer från exempelvis provsprängningar eller produktionsprängningar. Svängningshastigheten ( $v$ ) mot skalfaktorn ( $R/Q^{0.5}$ ) brukar illustreras med en rät linje i ett log-log-diagram. Ekvation (3.4.3) bygger på antagandet att laddningen är av cylindrisk form och att vågutbredningen sker cylindrisk från källan. Om källan istället antas ha en sfärisk form blir sambandet

$$v = K \left( \frac{R}{Q^{1/3}} \right)^{-n} \quad (3.4.4)$$

För att Ekvationerna (3.4.2) till (3.4.4) skall ge rimliga resultat krävs att vissa förutsättningar är uppfyllda. För det första måste hänsyn tas till att sambanden, med dess empiriskt framtagna konstanter, gäller för en viss geografisk plats och för ett visst sprängningsförfarande. En provsprängning skall därför utföras med så stor likhet till produktionsprängningarna som möjligt. Vidare spelar den lokala geologin stor roll för hur vibrationerna dämpas. Både bergmassans generella egenskaper samt enskilda sprickor har inflytande. Det är därför viktigt att prognosen

för en salva baseras på mätningar från andra salvor i sprängplatsens direkta närhet. Om stora förändringar sker i den lokala geologin, t.ex. om sprängning sker bredvid en förkastning, kommer förkastningen att inverka på vibrationsamplituden. Det kan därför vara nödvändigt att göra olika skallagsprognoser i olika riktningar.

Det finns även andra, mer teoretiska, samband som kan nyttjas som vid prognostisering av markvibrationer från sprängningsarbeten. Ett sådant är avståndsdämpningsformeln som beskrivs under avsnitt 2.1.1. Dock är den svår att tillämpa i praktiken då den kräver att svängningshastigheten är känd eller kan uppskattas i en punkt samt att beräkningen kan ske för diskreta frekvenser.

### Tunnelsprängning

I Sverige tillämpas idag normalt enbart vertikal mätning vid upprättande och uppdatering av vibrationsprognos. Vid sprängning nära markytan är generellt ytvågen dominerande och endast vertikal mätning kan då vara befogad eftersom ytvågor har ett konstant förhållande mellan vertikal och horisontell komponent, oavsett avstånd från källan. Vid tunnelsprängning uppmäts dock ofta en kombination av P-, S- och ytvågor. Eftersom sprängplatsens läge i förhållande till mätpunkterna förändras vid varje salva, och de olika vågorna ger upphov till markrörelser som är polariserade i olika riktningar, kommer förhållandet mellan de vertikala och horisontella komponenterna att förändras vid varje sprängsalva. Prognosens syfte är att uppskatta avståndsdämpningen mellan sprängplats och objekt. Om enbart vertikal mätning tillämpas så blir förändringen i vertikal amplitud, beroende på geometriska aspekter och polarisering av vibrationer, feltolkad som avståndsdämpning. Det gör att felaktiga parametrar tillämpas vid prognostisering av vibrationsspridningen till omgivningen.

De prognosmetoder som används idag är utvecklade för tvådimensionell vibrationsspridning, dvs. i form av ytvågor från sprängning nära markytan. Eftersom det saknas metoder för vibrationsprognos för tunnelsprängning tillämpas normalt samma metoder som vid ytsprängning, i kombination med vertikal mätning. Då vibrationsprognoser ofta har en mycket stor spridning finns det behov av bättre metoder som på ett korrekt sätt hanterar tredimensionell vågutbredning. En enkel förändring skulle kunna vara att beräkna resultanten från tre riktningar, alternativt att ta det största av de tre värdena, och att använda detta värde till upprättandet av prognosen. Det skulle dock behöva verifieras att detta ger en bättre prognos. Att använda mätningar i tre riktningar för vibrationsprognosen påverkar inte gränsvärdesbestämningen, vare sig den syftar på vertikal riktning eller något annat. Det bör påpekas att de horisontella komponenterna ger en mer noggrann prognos även av det vertikala värdet.

#### 3.4.5 Referenser

- DOWDING, C. H. (1985). "Blast vibration monitoring and control", *Prentice-Hall*, NJ, 297 p.
- LANGFORS, U. AND KIHLSSTRÖM, B. (1978). "The modern technique of rock blasting, third edition", *Halsted Press*, New York, 438p.
- OLOFSSON, S. O. (1999). "Modern bergsprängningsteknik", *Ärla: APPLEX*, 304 s.
- PERSSON, P-A., HOLMBERG, R. AND LEE, J. (1994) Rockblasting blasting and explosives engineering, *CRC Press*, 540 p.
- SVENSK STANDARD SS 460 48 66:2011, Utgåva 3. "Vibration och stöt – Riktvärden för sprängningsinducerade vibrationer i byggnader". *Standardiseringskommissionen i Sverige*.





## 3.5 Trafik

Huvudförfattare: Hall, L. & Lind, C, Delförfattare: Bengtsson, P:E. Senaste revidering: 2013-12-12

### 3.5.1 Allmänt

Det var i början av 1950-talet när antalet tunga landsvägstransporter ökade som trafikinducerade markvibrationer uppmärksammades på allvar för första gången. Miljökraven på buller och vibrationer har på senare år ökat, vilket haft till följd att trafikinducerade vibrationer och buller idag är ett av de större problemområdena. När ett fordon åker på en väg uppstår dels en nedsjunkning ("grop") runt fordonet p.g.a. av dess tyngd, dels åstadkommer varje hjul en snabb tryckförändring i marken. På detta sätt överföres hela tiden energi från fordonet till marken. Är vägbanan dessutom ojämn tillkommer stötvågor. Energin sprids sedan i form av vågor till omgivningen likt som det beskrivs i avsnitt 2.1.

För att trafikinducerade vibrationer ska få en sådan storlek att de är märkbara, krävs förekomst av lösa jordarter under och i anslutning till vibrationskällan (vägen). Detta beroende på att i lösare material blir dels sjunkningen större och inducerar därmed större dynamiska lågfrekventa krafter i jorden och dels är materialdämpningen (friktionen) mindre i lösa jordarter och vibrationer dämpas därför inte ut lika fort som i fasta jordarter.

Vibrationsstörningar från trafik kan åtgärdas med olika typer av metoder inom samtliga led i transmissionsprocessen för vibrationer, d.v.s. från fordon, väg och utbredning i jord till överföring till och inom byggnad. När det gäller byggtrafik, som är en temporär verksamhet, är det främst fordonsfart och avskärmning som är de praktiska åtgärderna. På vägarna till och från arbetsplats kan det därför vara lönt att justera ojämnheter i vägbanan för att minska vibrationsstörningar.

### 3.5.2 Bilväg

#### Vibrationskällor

Markvibrationerna från tung biltrafik är beroende av vägbanans jämnhet, fordonens hastighet och tyngd, samt inte minst typ av undergrunden. Inverkan på byggnader och hur boende upplever vibrationerna avgörs av jordförhållanden och typ av grundläggning och byggnadskonstruktion.

Förutsättningar för att vibrationsstörningar skall uppstå i byggnader finns när de är grundlagda på lösa jordarter, främst leror med större mäktigheter, samt om vägbanan har ojämnheter. Ojämnheterna kan vara asfaltskarvar, krackeleringar, brunnslock, fartgupp eller liknande. Avstånden från vibrationskälla i vägbanan till byggnad är ofta korta och ligger oftast inom 30 m.

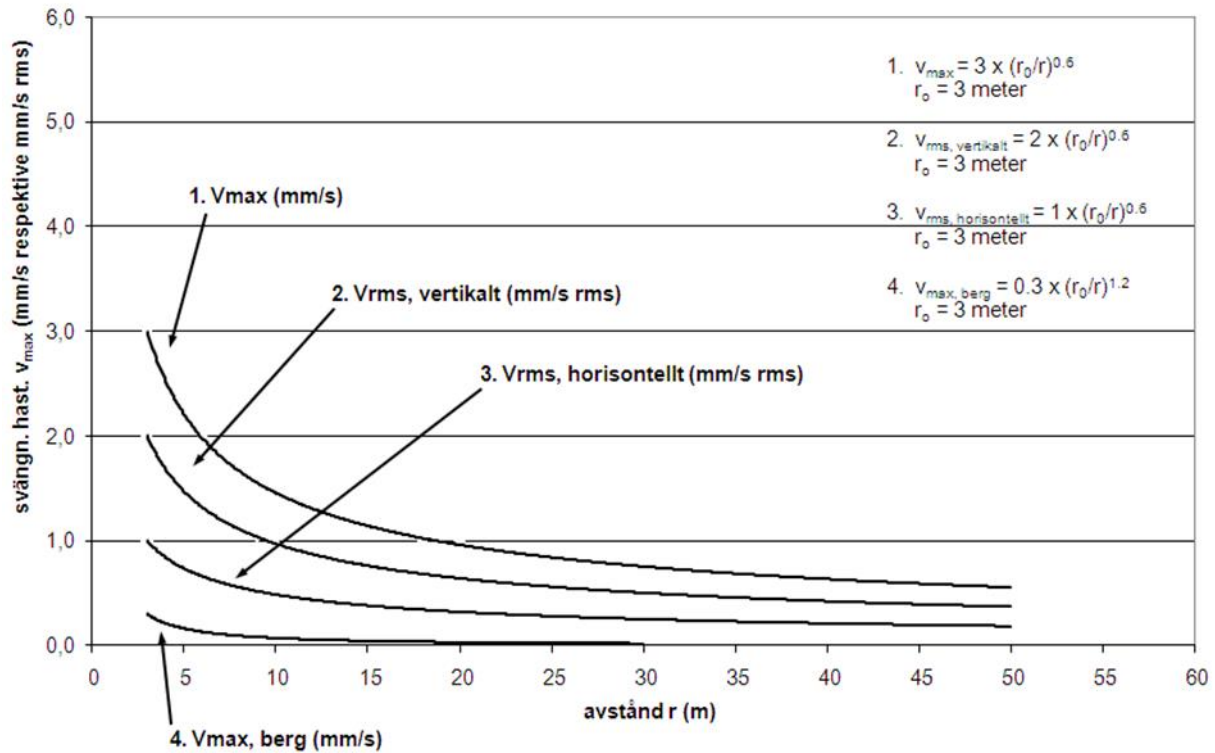
#### Skador och komfortstörning

Vibrationer från biltrafik kan beaktas på två sätt. Det första fallet innebär att själva byggnaden berörs och risken för skada måste beaktas. I det andra fallet beaktas enbart störningsgrad för boende i byggnaden.

Det finns inte någon specifik svensk norm för att beräkna riktvärden för skada på byggnader med avseende på trafikvibrationer. Oftast kan dock svensk norm för rivnings-, schaktnings-, spontnings-, pålnings- och packningsarbeten tillämpas, se avsnitt 4.3. För bedömning av störningsgrad tillämpas svensk norm för komfortstörning, se avsnitt 4.4.

## Vibrationsprognos

För en initial bedömning av risk för skador och komfortstörning i byggnader vid tung biltrafik, har Lind & Johansson (2010) sammanställt vibrationsnivåer med avstånd från väg för fallet när både väg och byggnad är grundlagd på lera. Prognosverktyget redovisas i Figur 3.5.1.



Kurva 1 avser inkommande vertikal svängningshastighet i en byggnads grundläggningsdel vid undergrund av lera (ger underlag för att bedöma skaderisk).

Kurva 2 avser vägda hastigheter i vertikalled på bjälklag, s.k. komfortvärden.

Kurva 3 avser vägda hastigheter i horisontalled på bjälklag, s.k. komfortvärden.

Kurva 4 avser inkommande vertikal svängningshastighet i en byggnads grundläggningsdel vid undergrund av berg (ger underlag för att bedöma skaderisk).

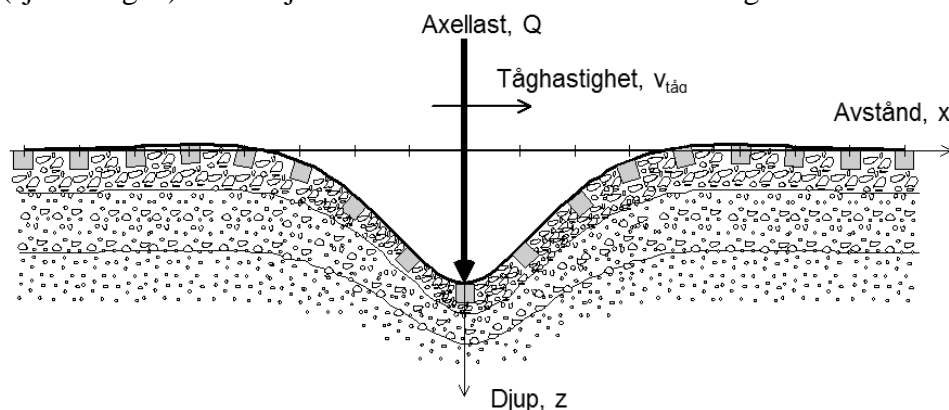
**Figur 3.5.1** Diagram för initial bedömning av risk för skador och komfortstörning i byggnader vid tung biltrafik för fallet när både väg och byggnad är grundlagd på lera (Lind & Johansson, 2010)

### 3.5.3 Järnväg

Problem med trafikinducerade markvibrationer förknippas dock främst med järnvägstrafik där fordonen färdas med både högre farter och tyngre laster. Järnvägsinducerade markvibrationer diskuteras därför här i lite mer detalj.

#### Vibrationskällor

Likt beskrivet i inledning är huvudkällan vid järnvägsinducerade markvibrationer den **nedsjunkning** som uppstår runt fordonen pga. dess tyngd. Markens respons från ett tåg i rörelse beror således av axelvikt och avståndet mellan hjulaxlarna, samt tåg fart. Markens respons (sjunkningen) för en hjullast kan se ut visas som visas i Figur 3.5.2.



**Figur 3.5.2** Markens respons (nedsjunkning) för en hjullast i rörelse. Detta är huvudkällan för inducering av trafikinducerade markvibrationer.

Utöver huvudkällan, så kan varje ostadighet i tåget eller ojämnheter i spåret orsaka krafter som ger upphov till markvibrationer. Även acceleration och retardation av tågen kan ge upphov till markvibrationer. Det kan också finnas defekta hjul och obalanserade boogies som ger repetitiva störningar i marken. Inte heller järnvägsbanken ger alltid ett enhetligt stöd; rälsen kan vara ojämna, sliprar kan sakna kontakt med ballasten, samt järnvägsbanken kan ha en ojämn mäktighet och varierande styvhet. Vidare kan undergrundens naturliga variationer, med material av olika styvheter och mäktigheter, ge upphov till vibrationsstörningar. Speciellt övergångar mellan stödpålade konstruktioner (t.ex. broar) och lös undergrund är en känd störningskälla som ger upphov till markvibrationer. Alla dessa olika störningskällor skapar markvibrationer som utbreder sig till omgivningen. Vissa av dessa källor ger upphov till rent plats-specifika markvibrationer, medan andra kommer att skapa ett regelbundet spänningsmönster som rör sig med tåget. I vilken utsträckning dessa källor inducerar markvibrationer beror också på hur snabbt tåget färdas och vikten av de enskilda vagnarna och loken. En sammanfattning av olika faktorer som påverkar alstringen av tåg-inducerade markvibrationer redovisas i Tabell 3.5.1.

Det är känt att markvibrationer som induceras av järnvägstrafiken i huvudsak är av lågfrekvent karaktär (0-20 Hz). Dessa lågfrekventa markvibrationer skapas främst av huvudkällan, d.v.s. markens respons pga. fordonens tyngd och fart. Högfrekventa markvibrationer skapas främst av ojämnheter i hjul och spår. Dessa vibrationer är dock inte vanliga utanför järnvägsbanken, men kan vara av betydelse för dess beständighet. Bland annat kan de högfrekventa vibrationerna orsaka omlagring av jord- och ballastmaterial, vilket i sin tur ge stabilitetsproblem för järnvägsbanken. De högfrekventa vibrationerna ger även upphov till slitage i infästningar mellan räler och sliprar, samt kan orsaka att sliprar tappas kontakt med ballasten.

**Table 3.5.1** Olika faktorer som påverkar nivån och egenskaper för tåg-inducerade markvibrationer

Nedsjunkning kring last i rörelse

- Axelvikt
- Axelavstånd
- Tåghastighet

Källor mellan hjul och räls

- ostadiga ridningar av fordonet (studsande, valsning, slag)
- hjuldefekter (excentricitet, obalans, skador)
- acceleration och retardation av tåget

Diskontinuitet i rälsen

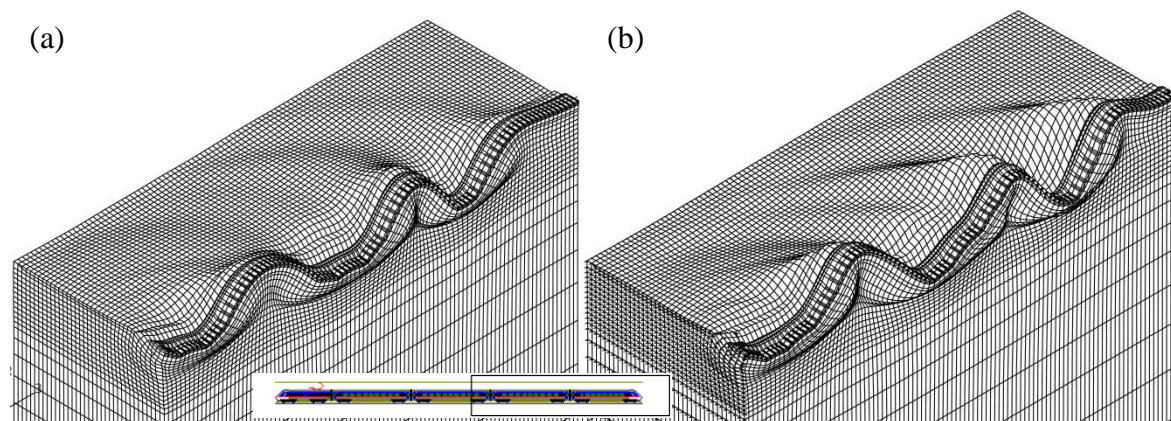
- rälsdefekter (ojämnheter, vågighet)
- avstånd och intervall mellan räls skarvarna
- spårväxlar
- kurvor och lutning spår (centrifugalkrafter)

Variabelt stöd i järnvägsbanken

- geometri, styvhet och avstånd mellan sliprar
- geometri, styvhet och heterogenitet av ballasten
- styvhet och geometrin hos undergrunden

## Höghastighetsfenomen

De högre farterna för moderna tåg åtföljs i regel av ökade markrörelser i järnvägsbank och större vibrationsstörningar för omgivning. För moderna höghastighetståg kan markrörelserna vara speciellt stora när tågfarter närmar sig vissa kritiska vågfarter för räls och jord. Enligt Krylov et al (2000) finns det två kritiska våghastigheter, dels **Rayleigh-vågens utbredningsfart** ( $c_R$ ) för jorden och dels lägsta fasvågshastigheten för böjvågors utbredning i rälsen. Den senare hastigheten definierades först av Kenney (1954) och är av Krylov et al (2000) benämnd som den **spårkritiska vågfarten** ( $c_{CR}$ ). För moderna höghastighetståg, finns risk att båda dessa kritiska hastigheter överskridas och särskilt om undergrunden består av mycket lös lera, gyttja eller torv. Problemet med förstärkning av markrörelserna i banvallar vid höga tågshastigheter är vanligen benämnd som **höghastighetsfenomen**.



**Figur 3.5.3** Deformerade FE-nät för med rörliga laster simulerande ett tåg med (a) en tåghastighet långsammare än Rayleigh-vågens utbredningsfart för jorden och (b) en tåghastighet snabbare än Rayleigh-vågens utbredningsfart för jorden (Hall, 2000).

När tåghastigheten överskrider Rayleigh-vågens utbredningsfart, ändrar sig nedsjunkning kring de rörliga lasterna från en rund form till en v-formad nedsjunkning, se Figur 3.5.3. Det har bevisats av Krylov & Furgenson (1994) och andra att, när rörliga laster har en fart lika med Rayleigh-vågens utbredningsfart, så uppstår mycket stora vibrationer på samma sätt som

när flygplanens fart passerar ljudfarten. Om tågfartern ökar ytterligare och närmar sig den spårkritiska vågfarten så kan, enligt Krylov & Furgenson (1994), markrörelserna bli så stora att risk för tågurspårning föreligger.

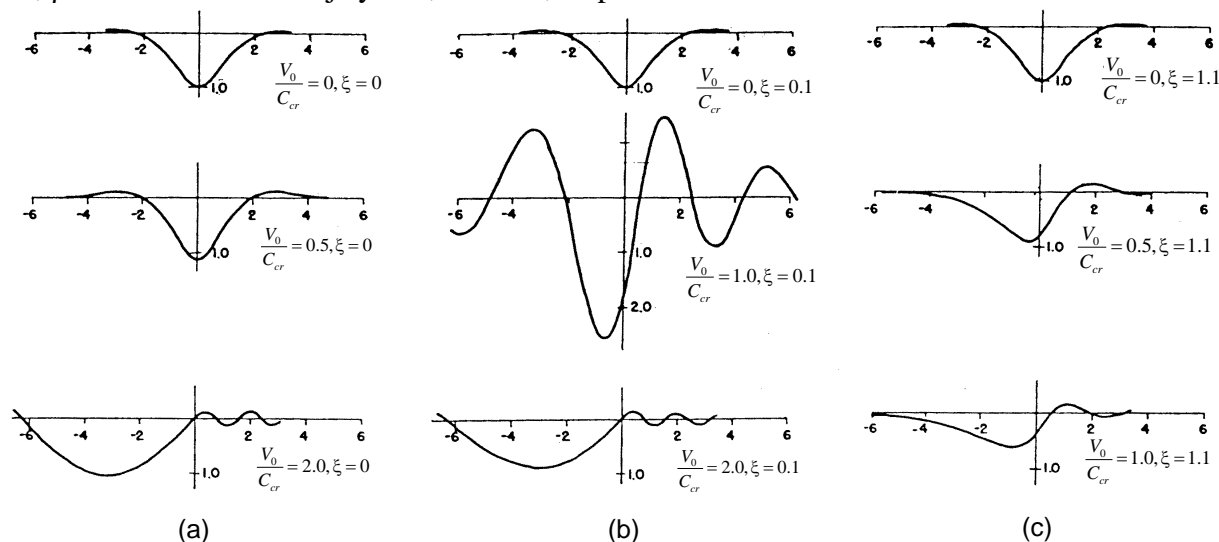
Mycket stora markrörelser i en järnvägsbank vid höga tågfarter uppmättes första gången av Bengtsson (1998) vid Ledsgård när snabbtågen X2000 började köra järnvägssträckan mellan Göteborg - Malmö i sydvästra Sverige. Jorden under banvallen i Ledsgård, bestod av ett ca 3 m tjockt skikt av mycket lös gytta med en mycket låg skjuvvågsfart ( $c_s = 45$  m/s). Den kritiska vågfarten i Ledsgård bestämdes, genom vibrationsmätningar vid passager av höghastighetståg (farter  $>200$  km/h), till 63 m/s (230 km/h) och med en 6-fadlig förstärkning av järnvägsbankens vertikaldeformationer jämfört med mätningar vid måttliga tågfarter ( $<100$  km/h).

### Kritiska vågfarter

**Rayleigh-vågens utbredningsfart** kan bestämmas enligt ekvation 2.1.3. Den spårkritiska vågfarten bevisades matematiskt av Kenney (1954) genom analys av en balk på ett elastiskt underlag av fjädrar (Winkler-bädd) belastad av en punktlast som rör sig med en konstant fart. Den spårkritiska vågfarten motsvarar förhållandet när den rörliga lasten har en fart som är lika stor som utbredningsfarten för spänningsvågor i balken. I det fallet kan inte energin spridas ut från lasten utan byggs istället upp kring den rörliga lasten varvid mycket stora rörelser uppstår. Den **spårkritiska vågfarten** definieras som (Kenney, 1954):

$$c_{cr} = \left( \frac{4\kappa EI}{\rho^2 A^2} \right)^{1/4} \quad (3.5.1)$$

där  $\kappa$  är fjäderstyvheten för jorden under balken och benämns som bäddmodul. Parametrarna  $EI$ ,  $\rho$  och  $A$  är balkens böjstyvhet, densitet, respektive tvärsnittsarean.



**Figur 3.5.4** Responsen av balk belastad av en rörlig punktlast med olika farter ( $v_0$ ) på (a) odämpad elastiskt underlag, (b) elastiskt underlag med en dämpkvot på 10% och (c) elastiskt underlag med en dämpkvot på 110%. Kurvorna är plottade i en icke-dimensionell form med den vertikala förskjutningen ( $w$ ) i den vertikala riktningen och avstånd från den rörliga punktlasten ( $x_v$ ) i den horisontella riktningen. (Kenney, 1954).

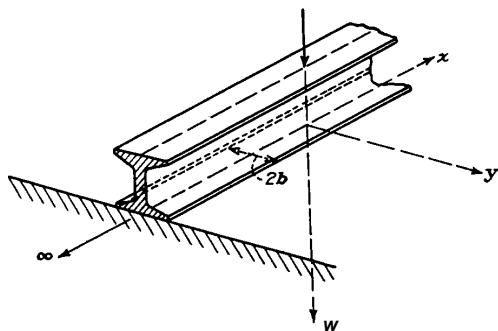
Utifrån Kenneys (1954) matematiska ekvationer kan den teoretiska responsen för rörliga laster med olika farter beräknas. I Figur 3.5.4 visas responsen för fallet med en rörlig last med en fart på noll, den spårkritiska vågfarten, och två gånger den spårkritiska vågfarten.

För att kunna tillämpa Kennys ekvationer för analys av rörelser från järnvägstrafik, så antas balken vara lika med järnvägsbanken och undergrunden antas motsvara den lösa jorden under järnvägsbanken. Parameterana  $EI$ ,  $\rho$  och  $A$  är således järnvägsbankens böjstyvhet, densitet och tvärsnittsarea.

Bäddmodulen för en balk på mark kan uppskattas med hjälp av Vesic (1961) approximation:

$$\kappa = \frac{0.82 \cdot E_s}{(1 - \nu_s^2)} \cdot \sqrt[3]{\frac{E_s \cdot b^4}{EI}} \quad (3.5.2)$$

Där  $E_s$  och  $\nu_s$  är elasticitetmodulen, respektive tvärkontraktionstalet för jorden. Parametern  $b$  är halva bredden av järnvägsbanken (balken), se Figur 3.5.5.



**Figur 3.5.5** Definition av  $b$  för beräkning av bäddmodulen (Biot, 1937).

### Krav och kontroller i Sverige

Utformningen av nya järnvägslinjer måste uppfylla kraven i både bruksgräns- och brottgränstillstånd för järnvägsspår, banvall och byggnader i det spårnära området. I bruksgränstillstånd omfattar detta krav på tillåtna total- och differentialsättningarna för banvallen under en viss tidsperiod. I brottgräns skall banvallen och omgivande mark, uppfylla de erforderliga kraven på säkerhet för släntstabilitet. Vidare kan tåg-inducerade markvibrationer påverka spårnära byggnader och orsaka störningar för människor och problem för vibrationskänslig utrustning. Ett nytt problem är det s.k. höghastighetsfenomenet som kan orsaka stora rörelser i banvallen då tåg hastigheter närmar sig en av de kritiska vågfarterna för jord och järnvägsbank. De stora rörelser, orsakade av detta fenomen, resulterar i ökat behov av underhåll av spår och bankar, samt en ökad störning för omgivningen. I värsta fall kan, såsom nämnts tidigare, förskjutningarna av banvallen bli så stora att det kan finnas en risk för tågurspårning. Järnvägslinjer med höghastighetståg, måste därför utformas så att risken för stora markrörelser orsakade av höghastighetsfenomen kan undvikas.

Vid projektering av järnvägslinjer i Sverige, så anges krav för järnvägsspåret och banvallen av Trafikverket. Kraven på utformningen av järnvägar med hänsyn till kritiska vågfarter och vertikala förskjutningar för spåret och banvallen ges i Trafikverkets kravdokument för geokonstruktioner. Trafikverkets kravdokument för geokonstruktioner uppdateras i stort årligen och är benämnd TK Geo.

Kraven i dokumentet TK Geo gäller för järnvägsspår avsedda för tågarter lika med eller högre än 160 km/h. I kravdokumentet görs skillnad mellan befintliga järnvägslinjer och projektering av nya spår. Risk för höghastighetsfenomen finns främst vid järnvägsbankar över en undergrund av lös jord och kontrollen är därför endast nödvändiga där undergrunden består av sådana jordarter. Analyserna indelas i två steg, inledande och fördjupad dynamisk analys. Den senare utförs endast när kraven i den inledande dynamiska analysen ej har uppfyllts.

## Inledande dynamisk analys

Det första steget i den dynamiska analysen är, enligt TK Geo, att utvärdera den lägsta skjuvvågsfarten för jordprofilen under järnvägsbanken. Detta kan antingen utföras genom direkta mätningar av skjuvvågens utbredningsfarter ( $c_s$ ) från seismiska undersökningar i fält eller laboratorium för fallet små skjuvtöjningar eller utifrån empiriska samband. Vanligen ger de empiriska ekvationerna 2.2.4 för kohesionsjord en mycket god uppskattning av skjuvvågens utbredningsfart. Den lägst utvärderade skjuvvågsfarten vid små töjningar ( $c_{s0,min}$ ) för jordprofilen jämförs sedan med avsedd tågfart för järnvägsspåret ( $v_{sth}$ ). Om den utvärderade lägsta skjuvvågsfarten är högre än planerad högsta tågfart multiplicerat med en faktor på 1,5, krävs, enligt TK Geo, inga ytterligare dynamiska analyser. Förhållandet som bör vara uppfyllt i den allmänna dynamiska analysen kan skrivas enligt följande (TK Geo):

$$c_{s0,min} > 1.5 \cdot v_{sth} \quad (3.5.3)$$

Om ekvationen 3.5.2 inte uppfylls, så krävs en fördjupad dynamisk analys.

## Fördjupad dynamisk analys

I den fördjupade analysen skall de styrande egenskaper och geometrier för de kritiska vågfarterna bestämmas. Enligt TK Geo innebär detta bestämning och utvärdering av följande egenskaper och geometrier:

1. Banöverbyggnadens egenskaper i form av spårläge, styvhet och densitet.
2. Bankroppens egenskaper i form av geometri, styvhet, densitet och materialdämpning
3. Undergrundens egenskaper i form av geometrier, samt styvhetens, densitetens och materialdämpningens storlekar och variationer med djupet.

Nästa steg i en fördjupad dynamisk analys är att bestämma de kritiska vågfarterna och vertikala förskjutningar av ballasten vid underkant slipers. För befintliga järnvägslinjer kan detta antingen utföras genom faktiska mätningar av passerande tåg eller genom beräkningar. Om faktiska mätningar har utförts kan det, enligt TK Geo, bedömas inte finnas någon risk för höghastighetfenomen om följande krav är uppfyllda:

- Resultaten från mätningen för tågfarter upp till den planerad högsta tågfarten ( $v_{sth}$ ) visar ingen tågfartsberoende ökning av rörelserna i järnvägsbanken.
- De uppmätta vertikala förskjutningarna av ballast vid underkant slipers kan, under rådande förhållanden, bedömmas vara av acceptabel storlek.

För nya järnvägslinjer och befintliga järnvägslinjer där det inte är möjligt att med mätningar bedöma av de kritiska vågfarterna och förskjutningarna, skall beräkningar utföras. Dessa beräkningar kan antingen utföras med analytiska eller numeriska metoder och ska utföras med rörliga laster representerande en för järnvägen aktuellt tågset.. Järnvägen måste utformas på ett sådant sätt att följande krav, enligt TK Geo, är uppfyllda:

- De beräknade vertikala förskjutningar av ballast vid sliperns underkant får maximalt vara 2 mm för tågfarter upp till högsta planerad tågfart ( $v_{sth}$ ) för spåret.
- Den högsta planerade tågfarten ( $v_{sth}$ ) ska vara mindre än den minsta kritiska vågfartern i för järnvägsbanken och dess underliggande jord med en faktor  $C_d$  enligt följande ekvation:

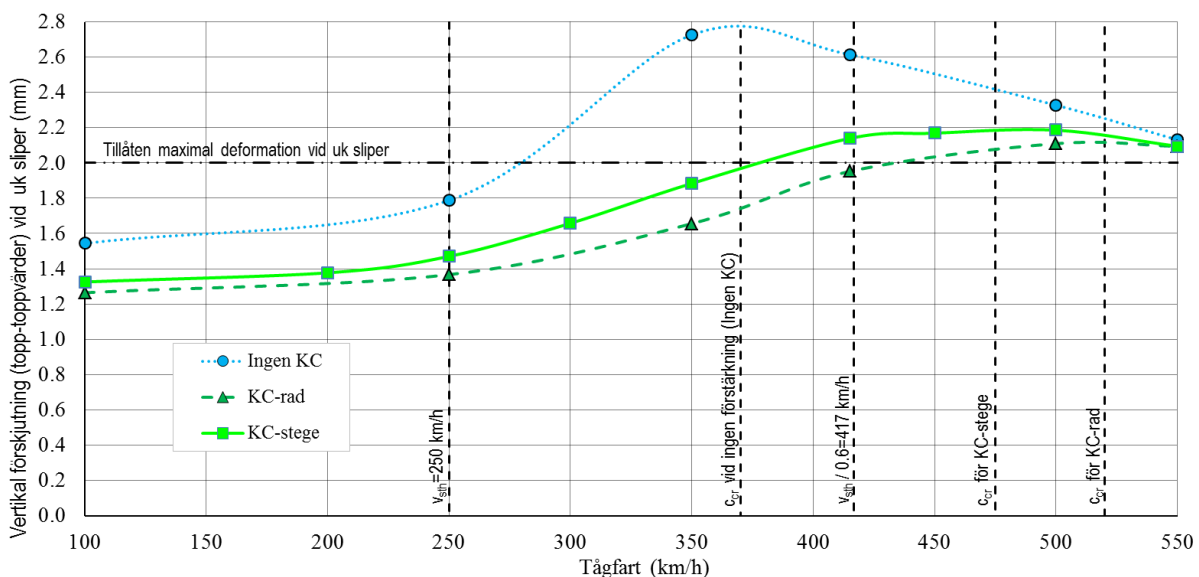
$$v_{sth} < C_d \cdot \min(c_R, c_{cr}) \quad (3.5.4)$$

Således, eftersom Rayleigh-vågen utbredningsfart i kohesionsjord oftast är mindre än den spårkritiska vågfarten för rälsen, så är en de viktigaste faktorerna i den fördjupade dynamiska analysen att bestämma Rayleigh-vågens lägsta utbredningsfart i jordprofilen.

**Table 3.5.2** Val av faktorn  $C_d$  beroende på utvärderingsmetod vid bestämning av jordegenskaperna och beräkningsmodell vid utvärderingar av de kritiska vågfarterna för en järnväg (efter TK Geo).

Val av faktorn $C_d$	Utvärderingsmetod vid bestämning av jordegenskaper		
	A1. Baserad på empiriska ekvationer	A2 Baserad på fältundersökningar	A3. Baserad på fältundersökningar och dess töjningsberoende i laboratorieundersökningar
B3. Beräkningar i 2D-modeller med rörliga punktlaster.	0.50	0.55	0.60
B2. Beräkningar i 3D-modeller med oscillerande punktlaster	0.55	0.60	0.65
B3. Beräkningar i 3D-modeller med rörliga punktlaster.	0.60	0.65	0.70

Faktorn  $C_d$  i ekvation 3.5.4 väljs utifrån utvärderingsmetod för bestämning av jordegenskaper och beräkningsmodeller för beräkning av de kritiska vågfarterna för järnvägen. Det bör dock noteras att jordens materialdämpning och styvhet är töjningsberoende (se Avsnitt 2.2). Beaktande av speciellt styvhetens töjningsberoende vid beräkningar av den vertikala förskjutningen av ballast vid sliperns underkant och de kritiska vågfarterna är därför nödvändigt. Ett problem kan vara att töjningsberoende materialmodeller inte alltid finns tillgängliga i de idag vanligaste förekommande kommersiella numeriska datorprogrammen. I Tabell 3.5.2. redovisas hur faktorn  $C_d$ , enligt Trafikverket, ska väljas utifrån hur jordegenskaper har bestämts och vilken beräkningsmodell som använts i utvärderingar av de kritiska vågfarterna för järnvägen.



**Figur 3.5.6** Sammanställning av resultat från en fördjupad dynamisk analys utförd i finita-elementprogrammet Brigade/Plus för en ny järnvägsträck för höghastighetståg över ett område med lös lera (Hall et al, 2013). Diagrammet visar beräknade vertikala deformationer (topp- till toppvärde) vid sliper underkant för olika tågfarter analyserade för kalkcementförstärkning i längsgående och tvärgående skivor (KC-stege), kalkcementförstärkning i skivor under räl (KC-rad) och utan någon förstärkning (Ingen KC).



I Figur 3.5.6 visas ett exempel på resultat från en fördjupad dynamisk analys utförd i finita-element-programmet Brigade/Plus för en ny järnvägsträck för höghastighetståg över ett område med lös lera. Analyserna har utförts för dels för en oförstärkt järnvägsbank och dels två olika utformningar av kalkcementpelareförstärkning av undergrunden

### 3.5.4 Referenser

BIOT, M.A., (1937), "Bending of an infinite beam on an elastic foundation", *Journal of Applied Mechanics*, ASCE, pp. A1-A7

BENGTSSON, P.E., (1998), "Mätningar i samband med passage av X2-tåg 1997-10-03 -- 1997-10-04", Dnr 2-9708-405, *Banverket*, Borlänge, Sweden

HALL, L. (2000), "Simulations and Analyses of Train-induced Ground Vibrations - A Comparative Study of Two- and Three-dimensional Calculations with Actual Measurements". Avdelning för Jord- & Bergmekanik, Institutionen för Miljö & Samhällsbyggnad, *Kungliga Tekniska Högskolan*, Stockholm, Sverige.

HALL, L., ZANGENEH, A., ANDRÉASSON, B. & PASCOTE, C., (2013), "KC-pelarförstärkning mot höghastighetsvibrationer, Nytt dubbelspår vid Gamla Uppsala". Utförd av *ELU Konsult AB* på uppdrag av Tyréns AB och Trafikverket.

KENNEY, J.T., (1954), "Steady-state vibrations of beam on elastic foundation for moving load", *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 76, pp. 359-364.

KRYLOV, V. & DAWSON, A.R., Heelis, M.E., & Collop, A.C. (2000), "Rail movement and ground waves caused by high-speed trains approaching track-soil critical velocities", *Proceedings of the I MECH E Part F Journal of Rail and Rapid Transit.*, Vol. 214, No. 2, 12 June 2000, pp. 107-116(10).

KRYLOV, V. & FURGENSON, C., (1994), "Calculation of low-frequency ground vibrations from railway trains", *Applied Acoustics*, Vol. 42, No, pp. 199-213.

LIND, C., JOHANSSON, S.E., (2010), "Prognoser och restriktioner för vibrationer mm från bergschaktning och transporter", Slutförvar för använt kärnbränsle, Forsmark, P-10-22, *Svensk Kärnbränslehantering AB*

TK GEO, Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner". Publikation 2011:047 Datum Juni 2011. *Trafikverket*

VESIC, A.S., (1961), "Bending of beams resting on isotropic elastic solids", *Journal of Engineering Mechanics Division*, ASCE Vol. 52, pp. 35-53



## 4 SKADOR OCH STÖRNINGAR

### 4.1 Jordförvätskning

Huvudförfattare: Bodare, A., Delförfattare: Hall, L.. Senaste revidering: 2012-12-12

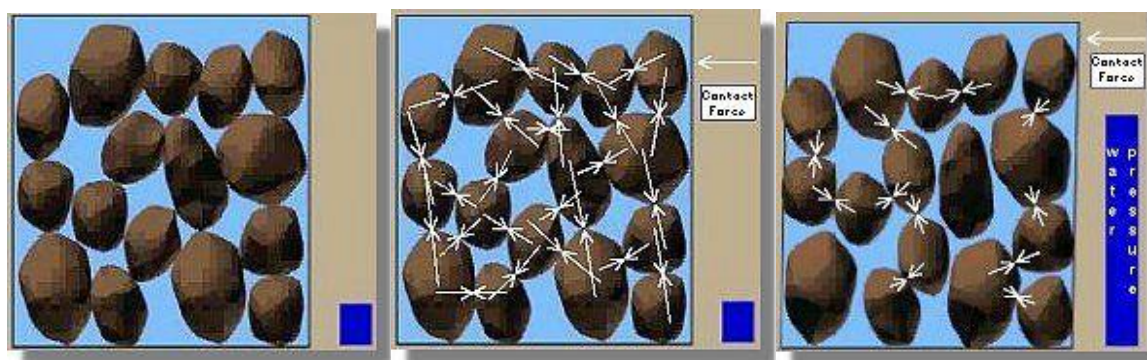
#### 4.1.1 Allmänt

Vid större markvibrationer (skjuvtöjning större än  $10^{-2}$ ) kan portrycken öka så att effektivspänningen minskar och jorden därmed förlorar sin hållfasthet. Detta fenomen kallas för jordförvätskning (eng. liquefaction) och uppträder främst i löst lagrade finkorniga vattenmättade friktionsmaterial. Effekterna av jordförvätskning kan bli katastrofala, såsom jordskred, sättningar eller skred i dammar, stjälpning av byggnader och brofundament, brott i vägar, järnvägar och brott på ledningar av olika slag mm.

#### 4.1.2 Mekanism

Antag att ett jordlager består av ett löst lagrat vattenmättat friktionsmaterial som initialt är belastat med statiska spänningar från lagrets egenvikt ev. tillsammans med en konstruktion. Totalspänningen i jorden består av vattentrycket och effektivspänningen, vilken är ett mått på kontaktrycket mellan kornen.

När jordlagret utsätts för dynamisk belastning strävar kornskelettet att omlagras och minska i volym. För att kunna göra detta måste porvattnet trängas undan via de utrymmen som finns mellan kornen. Om dessa utrymmen är små hinner dock inte porvattnet avlägsna sig och orsakar istället ett förhöjt porvattentryck. När portrycket ökar så minskar kontaktkrafterna mellan kornen. Om portrycket ökar till totaltryckets värde (spänningar från överlagrande jord och laster) går effektivspänningen mot noll och det finns inte längre några kontaktspänningar mellan kornen. Kornen har då ingen mekanisk kontakt med varandra och friktionsmaterialet övergår till en tung vätska; materialet har förvätskats. Processen visas schematiskt i Figur 4.1.1.

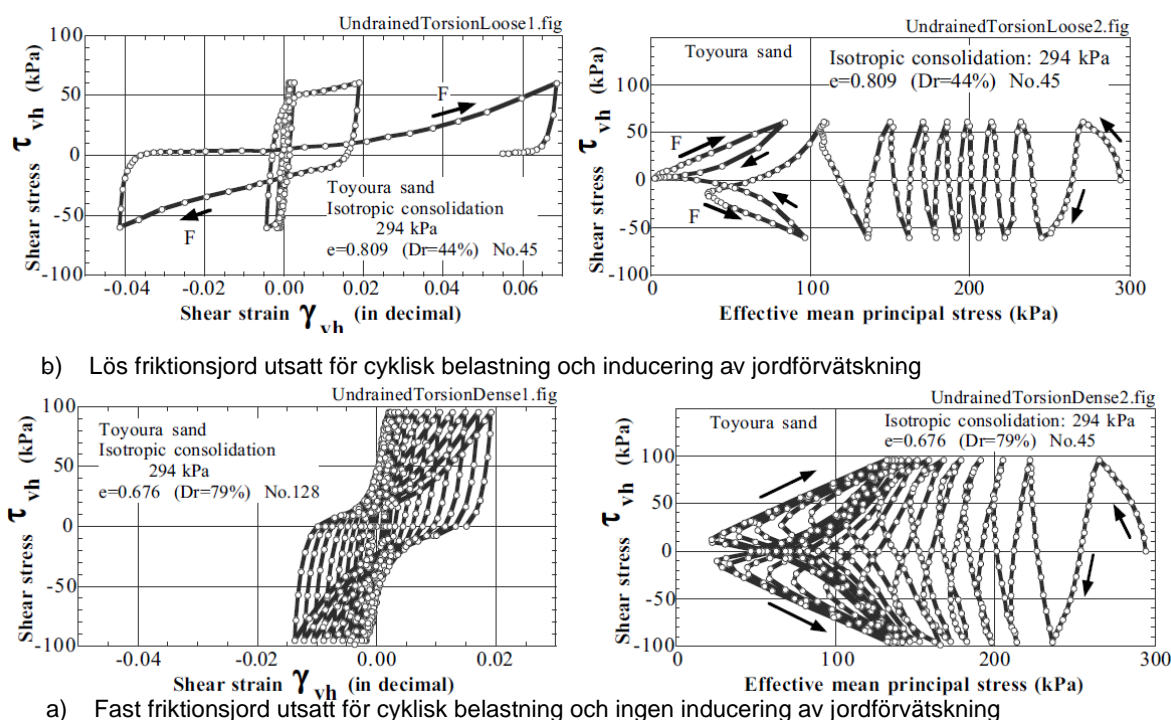


**Figur 4.1.1** Jordförvätskning (liquefaction). Från Soil Liquefaction Web Site (Jörgen Johansson, 2000, <http://www.ce.washington.edu/~liquefaction>)

Tre förutsättningar krävs för att ett material skall kunna förvätskas, nämligen:

1. Materialet skall vara vattenmättat.
2. Materialet skall vara löst lagrat.
3. Dräneringen av porvattnet skall vara försvårad. Det vanligaste sättet detta sker på är att utrymmet mellan kornen är små vilket betyder att själva kornen måste vara små dvs. friktionsmaterialet måste bestå av silt eller finsand, men även sand grus kan förvätskas. Dränering kan också vara hindrad av täta angränsade jordlager.

Den övre delen av Figur 4.1.2 visar ett cykliskt laboratorieförsök på lös sand. Jordförvätskning (effektivspänningen noll) inträffar efter några belastningscykler. I den undre delen av Figur 4.1.2 är sanden fast och jordförvätskning uppnår inte.



b) Lös friktionsjord utsatt för cyklisk belastning och inducering av jordförvätskning

a) Fast friktionsjord utsatt för cyklisk belastning och ingen inducering av jordförvätskning

**Figur 4.1.2** Jämförelse av lös och fast friktionsjord utsatt för cyklisk belastning i laboratorieförsök (Towhata, 2008)

### 4.1.3 Fenomenet

Jordförvätskning visar sig ofta genom att vatten med finkorning friktionsjord sprutar ur marken under och efter markrörelserna. Ibland inträffar jordförvätskning ett par minuter efter markrörelserna. Oftast återföljd av karakteristiska **konformade sandhögar** (eng. sand boils). Ju tjockare lager av löst packad friktionsjord desto mer sand lägger sig på markytan.

Jordförvätskning startar alltid en bit ned i friktionsjorden. Det överliggande materialet bryts sönder i block som flyter på det förvätskade materialet. Blocken rör sig i förhållande till varandra, varvid stora relativa förskjutningar kan uppstå och iaktas. Om marken lutar kommer det förvätskade materialet att röra sig nedåt i fallinjen. Rörelsen kan bli mycket stor och kan ställa till stora skador på vägar, byggnader, ledningar mm.

Ett annat fenomen som kan uppstå är att konstruktioner som är lättare än vätskan av friktionsjord och vatten ( $>2 \text{ t/m}^3$ ) rör sig uppåt i jorden och kan nå markytan. Man talar om **hydrostatisk lyftning**. Detta kan leda till oväntade problem då tankar, cisterner, rörledningar m.fl. kommer upp till ytan. Konstruktioner tyngre än denna vätska sjunker ned i densamma.

Då portrycket utjämnas packas sanden och sättningar uppstår. Detta ger ofta upphov till omfattande vattensamlingar på markytan. Om sättningarna sker ojämnt kan skador på byggnader och andra strukturer uppstå. Figurer 4.1.3 och 4.1.4 visar exempel på skador orsakade av jordförvätskning vid jordskalvet i Niigata 1964.



**Figur 4.1.3** Jordförvätskning i Niigata, 1964 (National Geophysical Data Center, NOAA)



**Figur 4.1.4** Jordförvätskning i Niigata, 1964 (National Geophysical Data Center, NOAA)

#### 4.1.4 Åtgärder

Om risk för jordförvätskning föreligger är det ofta svårt att åtgärda. Vanligtvis rekommenderas omlokalisering av projektet. Ett annat alternativ är att packa materialet för att öka lagringstätheten. Ett relativt litet packningsarbete kan ge goda resultat. Ytterligare information om jordförvätskning återfinns i Bodare (1997) eller Kramer (1996).

#### 4.1.5 Referenser

BODARE, A. (1997), "Jord- och bergdynamik", *Kungliga Tekniska Högskolan, Avd. för jord- och bergmekanik*, Stockholm.

KRAMER, S., L: (1996). "Geotechnical Earthquake Engineering", *Prentice Hall*.

TOWHATA, I. (2008), "Geotechnical Earthquake Engineering", *Springer*.



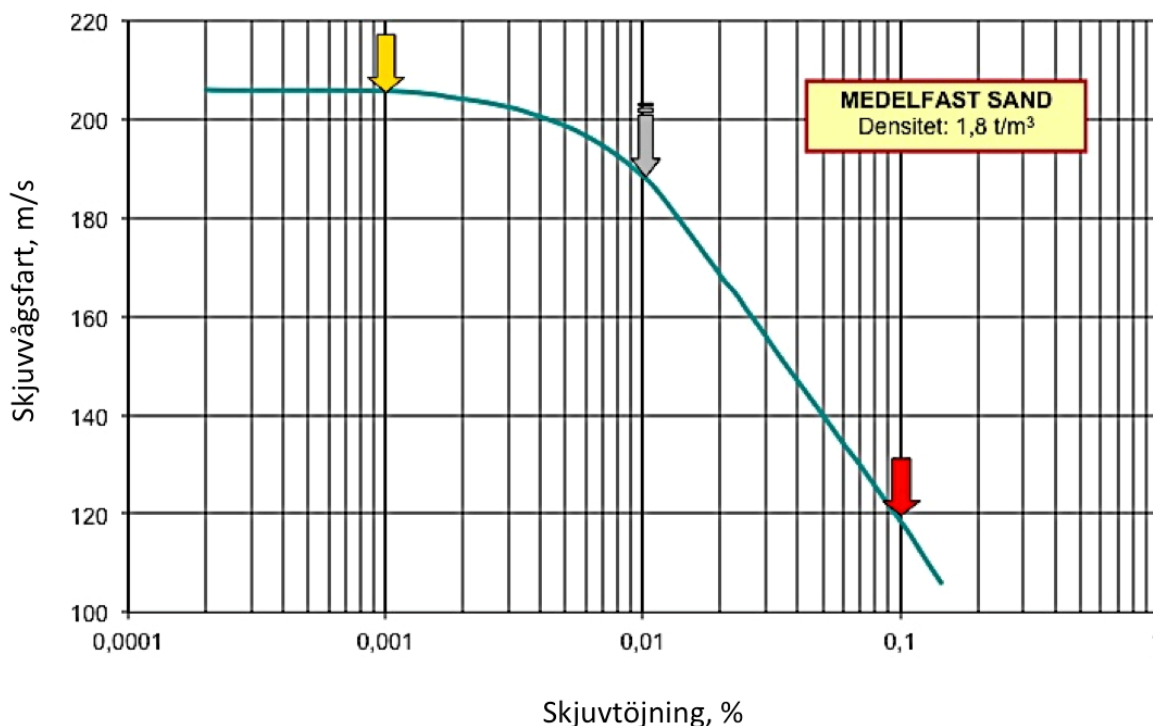
## 4.2 Sättningar

Huvudförfattare: Massarsch, K.R., Delförfattare: Wersäll, C. Senaste revidering: 2012-12-12

### 4.2.1 Allmänt

Löst och medelfast lagrad friktionsjord kan påverkas påtagligt av vibrationer från t ex sprängning, jordpackning eller påslagning. Om vibrationspåverkan sker så snabbt att porvattenöverttrycket inte hinner utjämnas kan effektivtrycket minska. Om porvattenöverttrycket blir så högt att det motsvarar det totala effektivtrycket minskar skjuvhållfastheten till noll. Detta tillstånd innebär att den vattenmättade friktionsjorden övergår till vätsketillstånd, jordförvätskning (eng. liquefaction), se Avsnitt 4.1.1. Om vibrationspåverkan är av cyklisk natur och porvattenöverttrycket hinner utjämnas, t ex vid jordpackning så sker en volymminskning som resulterar i sättningar. Olika teoretiska och empiriska modeller har tagits fram för att uppskatta sättningar på grund av vibrationspåverkan (Massarsch, 2000). Det kan vara svårt att beräkna sättningarnas storlek utan en detaljerad analys av vibrationsutbredningen från vibrationskällan, t ex påslagning. I många fall är det dock tillräckligt att uppskatta vid vilken vibrationsamplitud som sättningar kan förväntas ske i olika jordlager.

Sättningar i friktionsjord uppstår i första hand på grund omlagring, resultat av skjuvtöjning. I Figur 4.1.5 visas resultat från resonanskolonnförsök på ett ostört prov av medelfast lagrad sand. Skjuvvågshastigheten är beroende av töjningsnivån på samma sätt som skjuvmodulen. Vid små skjuvtöjningar  $< 10^{-3}$  % (elastiskt tillstånd), t ex vid seismiska undersökningar, är skjuvvågshastigheten konstant. När en kritisk skjuvtöjning  $< 10^{-2}$  % överskrids minskar skjuvvågshastigheten. Vid skjuvtöjningar som överstiger  $< 10^{-1}$  % har skjuvvågshastigheten av medelfast friktionsjord sjunkit till mellan 20 och 50 % av skjuvvågshastigheten i elastiskt tillstånd. Figur 4.2.1 ger även en indikation på när omlagring av partiklar sker. I det elastiska området (konstant skjuvvågshastighet) sker ingen omlagring. När skjuvvågshastigheten minskar tyder det på plastiska deformationer vilket ger upphov till sättningar.



**Figur 4.2.1** Exempel på skjuvvågshastighetens beroende av skjuvtöjningsnivån för medelfast lagrad sand.

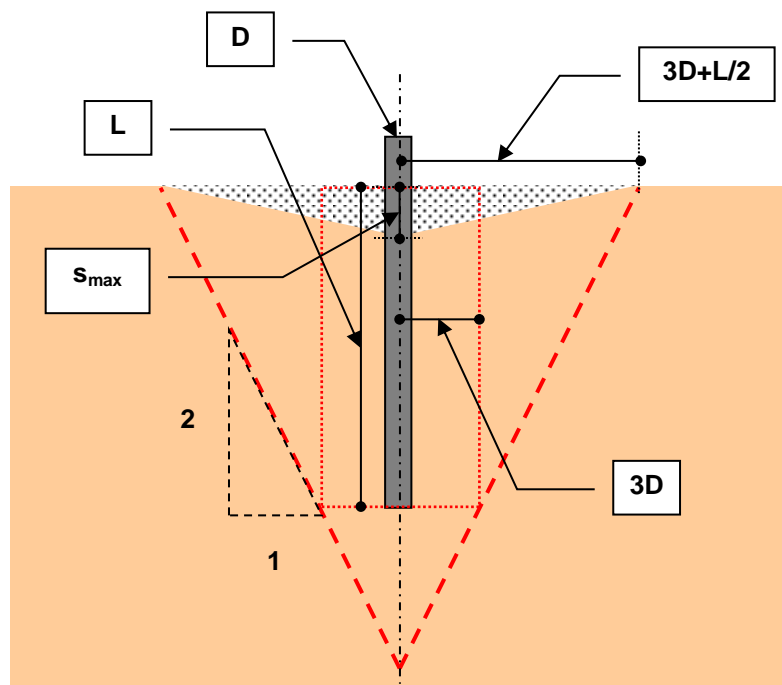
Minskningen av skjuvvågshastigheten är beroende av finkornsandelen och den är störst i löst lagrad sand och grus, (Massarsch, 2005). Enligt som nämnts tidigare, se ekvation 2.3.15, så kan storleken på skjuvtöjningen  $\gamma$  beräknas om svängningshastigheten  $v$  och skjuvvågshastigheten  $c_s$  är kända. Utifrån aktuell skjuvtöjning kan sedan skjuvmodulen bestämmas utifrån skjuvmodulens redaktionskurva, se ekvation 2.2.5.

Om det antas att en mycket löst lagrad sand har en skjuvvågshastighet av 100 m/s och en skjuvtöjningsnivå 0,001 % så erhålls med ledning av ekvation 2.3.15 en svängningshastighet av 1 mm/s. Risk för sättningar föreligger vid töjningsnivåer över 0,01 %, vilket i det här exemplet motsvarar svängningshastigheten 10 mm/s. Sättningar är sannolika vid töjningen 0,1 %, motsvarande 100 mm/s.

Exemplet ovan visar att relativt höga vibrationsnivåer krävs för att orsaka en omlagring i friktionsjord. Det är därför ovanligt att sättningar förekommer vid trafiklast och dylikt. Störst risk för sättningar finns nära källan vid hög dynamisk belastning, exempelvis pålning och ytnära sprängning. Vid packning är målsättningen att materialet skall omlagras och olika metoder finns för att försöka uppnå så stor sättning som möjligt.

#### 4.2.2 Påslagning

Vid slagning av pålar i lös och medelfast friktionsjord finns risk för packning i första hand inom en zon nära den slagna pålen. Sättningarna blir störst när packningsgraden är låg. I vattenmättad, löst lagrad friktionsjord uppstår temporärt höga porvattentryck som minskar effektivspänningen och kan leda till flytjordsfenomen (eng. liquefaction). Om skikt av silt eller sand är inbäddade mellan lerlager så kan porvattentrycket leda till fullständig förlust av den odränerade skjuvhållfastheten. Denna effekt kan påverka stabiliteten av slänter i vilka pålar ska slås.



**Figur 4.2.1** Förenklat förfarande för att uppskatta sättningar kring en påle som slagits i ett homogent sandlager, (Massarsch 2004).



Följande empiriska förfarande kan användas för att uppskatta sättningen kring en påle som slås i ett homogent sandlager, jfr. Figur 4.2.1. Det antas att packningen av sanden sker huvudsakligen i en zon kring pålen motsvarande tre påldiametrar. Volymminskningen på grund av vibrationerna som utbreder sig längs pålens spets och mantel sker inom en kon med lutning 2V:1H med kontens spets på ett djup motsvarande 6 påldiametrar under pålen, (Massarsch, 2004). I nedanstående metod har pålvolumens jordundanträngningseffekt försumrats.

Sättningskonen kommer att sträcka sig ett avstånd av  $3D+L/2$  från pålens centrum. Den maximala sättningen  $s_{max}$  och den genomsnittliga sättningen,  $s_{av}$  kan uppskattas enligt följande samband.

$$s_{max} = a(L + 6D) \quad (4.1.2a)$$

$$s_{med} = a \frac{(L + 6D)}{3} \quad (4.1.2b)$$

där  $a$  är packningsfaktorn enligt Tabell 4.2.1.

Slagningsenergin beror på pålinstallationsmetoden, slagningsmotståndet och påltyp. Den föreslagna beräkningsmetoden kan användas för att uppskatta sättningen intill en pålgrupp. Det bör beaktas att sättningar också kan uppstå utanför den antagna konvolymen men dessa är ofta försumbara. Om jordlagret innehåller inkompressibla jordlager (t ex mycket fast lagrad sand eller lera) så kommer dessa att minska sättningsvolymen. Detta kan beaktas genom att reducera pållängden motsvarande mäktigheten av de jordlager där sättningarna kan förväntas vara små.

**Tabell 4.2.1** Packningsfaktor  $\alpha$  för olika packningsgrad och slagningsintensitet.

Slagningsenergi	Låg	Medel	Hög
Packningsgrad	Packningsfaktor, $\alpha$		
Mycket lös	0.02	0.03	0.04
Lös	0.01	0.02	0.03
Medel	0.005	0.01	0.02
Fast	0.00	0.005	0.01
Mycket fast	0.00	0.00	0.005

### Exempel

En betongpåle med kantlängd  $d = 0,30$  m med en effektiv pållängd (längd i de kompressibla jordlagren)  $L = 10$  m slås genom medelfast sand. Pålen installeras med hjälp av fallhejare och pålsjunkningen är normal (d.v.s. ingen hård slagning genom fasta skikt). Packningsfaktorn väljs därför enligt Tabell 1 till  $\alpha = 0,01$ . Radien av packningskonen erhålls enligt Figur 4.1.6 till 5,9 m. Den maximala sättningen  $s_{max} = 0,118$  m och medelsättningen  $s_{med} = 0,039$  cm.

### 4.2.3 Referenser

MASSARSCH, K. R. (2004). Vibrations Caused by Pile Driving. *Deep Foundations Institute, Magazine*. Part 1: Summer Edition, pp. 41 – 44, Part 2: Fall Edition, pp. 39 – 42.

VUCETIC, M. AND DOBRY, R. (1991). Effect of soil plasticity on cyclic response. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(1), 89-107.



## 4.3 Skador på byggnader

Huvudförfattare: Hall, L., Delförfattare: Sven-Erik Johansson. Senaste revidering: 2012-12-12

### 4.3.1 Allmänt

Till byggnader överförs spänningsvågorna genom byggnadernas grundkonstruktioner. Typ av grundläggningssätt påverkar därför storleken av de markvibrationerna som sprids in i byggnader. En grundläggning ned till styvare jordmaterial kan minska vibrationsnivån överförd in i byggnaden. En styv och tung byggnad påverkas också mindre av markvibrationer än en mjuk och lätt byggnad. Däremot kan en styv och tung byggnad vara känsligare för vibrations-skador än en flexibel byggnad. I de fall den dominerade frekvensen i markvibrationerna överensstämmer med en av byggnadens egenfrekvenser kan förstoring av vibrationer uppkomma (s.k. resonans).

### 4.3.2 Riskanalyser och normer

Risken för skador på byggnader p.g.a. markvibrationer är normalt mycket små. Erfarenhetsmässigt ger vibrationsnivåer lägre än 2 mm/s mycket liten risk för skador på byggnader. För byggnadsverksamheter som för bergsprängning, pålning, spontning, schaktning och packning finns normer för framtagande av riktvärden av vibrationsnivåer för identifiering av byggnader och anläggningar med risk för att få skador. Normerna används också av byggherrar för att reglera och övervaka byggarbeten för att minimera risken för skador på omgivande byggnader. Den handling som tas fram inför byggnationer benämns vanligen för **riskanalyser för markvibrationer**.

För rivnings- schaktnings-, spontnings-, pålnings- och packningsarbeten tillämpas norm SS 02 52 11 och för sprängningsarbeten tillämpas norm SS 460 48 66. **Riktvärden** av vibrationsnivåer som tas fram i dessa normer är baserat på erfarenheter av sambandet mellan vertikal svängningshastighet och konstaterade skador på byggnader. I bedömningen av riktvärdet tas hänsyn till olika typer av undergrund, typ av konstruktion, typ av känsligaste material, samt grundläggningssätt. Riktvärdet i normen avser momentant toppvärde av den vertikala svängningshastigheten uppmätt på bärande del av grundkonstruktionen. Riktvärdena används vanligen som gränsvärden för tillåtna vibrationer i byggnader och anläggningar. Dock ska en bedömning av varje enskilt projekt göras innan gränsvärdet fastställs i respektive riskanalys.

Normerna tar dock inte heller hänsyn till skador på vibrationskänslig utrustning. För känsliga utrustningar och verksamheter fås acceptabla vibrationsnivåer istället från tillverkare av utrustning eller operatör av verksamhet.

För att kunna belägga att byggnadsverksamheterna inte har gett skador utförs **syneförrättning** av byggnader och anläggningar innan de vibrationsalstrande verksamheterna påbörjas och sedan en motsvarande kontroll efter dessa verksamheter. Byggnaderna och anläggningarna som skall syneförättas tas också fram i riskanalysen. Förfarandet av syneförrättningarna finns även de reglerade i en norm med beteckning SS 460 48 60. De byggnader som i en riskanalys identifierats som dimensionerade för de vibrationsalstrande verksamheterna utförs vanligen **övervakningsmätningar**. Även här finns en norm för att standardisera utförandet. Denna norm är benämnd SS 02 52 11. Vid skador på byggnader p.g.a. markvibrationer kan entreprenören bli skadeskyldig om dennas verksamhet orsakat vibrationer som överskridit de av beställaren fastställda riktvärdena. Om skador konstateras p.g.a. markvibrationer från byggnadsverksamheter som underskridit fastställda vibrationskrav, så kan inte entreprenören bli skadeståndsskyldig. I sådana fall är det beställaren och dennes anlitade konsults ansvar.

### 4.3.3 Egenfrekvenser för byggnader

Byggnader och byggnadsdelar har **egenfrekvenser**, där förstärkning av vibrationer kan förekomma. Ofta uppstår resonans i enskilda bjälklag. Egenfrekvenser hos byggnader och bjälklag beror på vikt, styvhet och dämpningsegenskaper hos byggnaden. Som en tumregel kan den horisontella grundfrekvensen ( $f_0$ ), av en hel byggnad approximativt bedömas utifrån faktorn 10 dividerat med antal våningar N ( $f_0 = 10 / N$ ).

Risk för resonansfenomen är främst stor vid kontinuerliga vibrationer som t.ex. vid vibronedrivning av pålar. Speciellt stora vibrationer kan uppstå om de dominerande frekvenserna i vibrationskällan överensstämmer med grundfrekvensen för byggnaden.

### 4.3.4 Referenser

SVENSK STANDARD SS 460 48 66. "Vibration och stöt – Riktvärden för sprängningsinducerade vibrationer i byggnader" och packning". *Standardiseringskommissionen i Sverige.*

SVENSK STANDARD SS 460 48 60 "Vibration och stöt - Syneförrättning – Arbetsmetod för besiktning av byggnader och anläggningar i samband med vibrationsalstrande verksamhet" och packning". *Standardiseringskommissionen i Sverige.*

SVENSK STANDARD SS 02 52 11 "Vibration och stöt -Riktvärden och mätmetod för vibrationer i byggnader orsakade av pålning, spontning, schaktning och packning". *Standardiseringskommissionen i Sverige.*

## 4.4 Komfortsstörning

Huvudförfattare: Hall, L., Ekblad, A., Senaste revidering: 2012-12-12

### 4.4.1 Allmänt

För människors komfort i byggnader är kraven på vibrationer mycket striktare än för konstruktionsskador, eftersom människokroppen kan uppfatta mycket små vibrationer. I föreliggande avsnitt diskuteras svenska och internationella normer avseende komfortstörning från vibrationer, samt Trafikverkets policy för komfortstörning av vibrationer från järnvägstrafik.

### 4.4.2 Svenska och internationella normer

Den svenska vibrationsstandarden angående komfort i bostäder och kontor är benämnd SS 460 48 61. Standarden ger riktvärden för bedömningar av komfort i byggnader, samt vägledning för hur vibrationer skall uppmätas. SS 460 48 61 är baserad på den internationella standarden ISO 2631-2 för komfortstörning. I ISO 2631-2 kan riktvärdena antingen bestämmas i RMS-acceleration och RMS-hastighet, samt i maximal svängningshastighet (förkortad som PPV efter eng. peak particle velocity). I SS 460 48 61 är dock endast riktvärden för RMS-acceleration och RMS-hastighet angivna. Riktvärden i den svenska normen för komfortstörning (SS 460 48 61) är inte avsedda att tillämpas på tillfälliga aktiviteter som bygg- och anläggningsarbeten, ej heller för bergtäkter och gruvdrift. SS 460 48 61 är därför ej tillämpbar för markvibrationer byggnadsverksamheter

Den svenska normen skiljer inte på kontinuerliga vibrationer (dvs. av lång varighet) och transienta vibrationer (dvs. av kort varaktighet). Något högre vibrationer tillåts därav för kontinuerliga vibrationer än den internationella normen, medan avsevärt högre vibrationer kan tillåtas om den internationella normen tillämpas för transienta vibrationer, se jämförelse i Tabell 4.4.1.

**Tabell 4.4.1** Högsta värden för tillåtna byggnadsvibrationer med hänsyn till komfort enligt ISO 2631-2 om ej annat anges. Observera att ett högre värde kan användas för lågfrekventa vibrationer (<8 Hz).

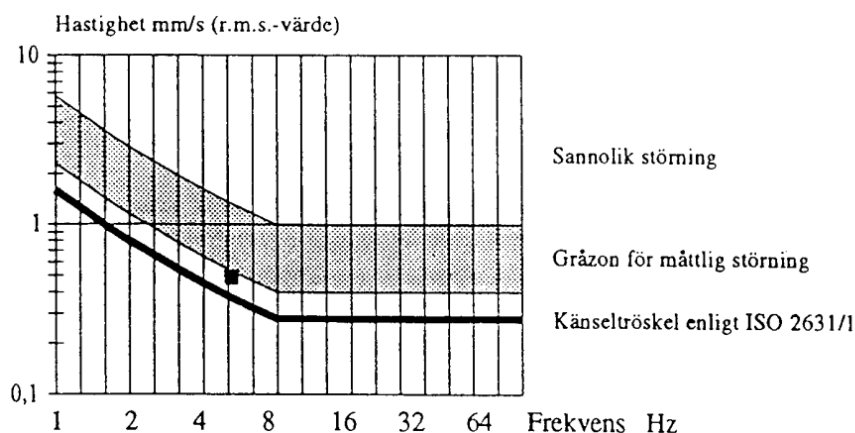
Källa	Bostäder (RSM-V)	Kontor (RMS-V)	Bostäder (PPV)	Kontor (PPV)	SS 460 48 61 (RMS-V)
Kontinuerliga vibrationer, dag	0.4 mm/s	0.4 mm/s	0.6 mm/s	0.6 mm/s	1.0 mm/s
Transienta vibrationer, dag	8.0 mm/s	12.0 mm/s	14.0 mm/s	18.0 mm/s	1.0 mm/s

I den internationella normen varierar riktvärdena och väljs med beaktande av följande faktorer:

- Typ av verksamhet i intilliggande byggnader (kontor, bostäder, sjukhus, etc.):
- Risk för resonans i omgivande byggnader.
- Om information och varning är möjlig inför vibrationsstörning.
- Varaktighet hos byggaktivitet.

Enligt Svensk standard för komfort (SS 460 48 61) finns risk för **sannolik störning** när vibrationerna är större än 1 mm/s RMS-värde. Risk för **måttlig störning** finns för vibrationer som är större än 0,4 mm/s RMS-värde och mindre än 1 mm/s RMS-värde. Dessa ovanstående värden är riktvärden och bör tillämpas vid nyetablering och vid nybebyggelse. De tillämpas mindre strikt för kontorsbyggnader än för bostäder, men mer strikt för störningar nattetid jäm-

fört med dagtid. I Figur 4.4.1 redovisas riktvärden för komfortstörning av vibrationer enligt SS 460 48 61. Notera att något högre vibrationsnivåer kan tillåtas för vibrationer av frekvenser lägre än 8 Hz.



**Figur 4.4.1** Riktvärden för komfortstörning av vibrationer enligt SS 460 48 61.

#### 4.4.3 Trafikverkets riktlinjer för järnvägstrafik

För järnvägar har Trafikverkets i samverkan med Naturvårdsverket tagit fram skriften Dnr.S02-4235/SA60 där **Trafikverkets långsiktiga miljömål för vibrationsstörningar** är formulerade med riktlinjer för övervägande av åtgärd för olika planeringsfall. Dessutom har högsta acceptabla nivåer definierats i denna skrift. Riktvärdena är vägledande och således inte bindande. Åtgärdernas omfattning skall alltid avgöras med utgångspunkt från vad som är tekniskt möjligt, ekonomiskt rimligt och miljömässigt motiverat i varje enskilt fall.

**Nivåer för åtgärder** för tre olika planeringssituationer är angivna: nybyggnad av bana 0,4 mm/s vägd RMS, väsentlig ombyggnad av bana 0,4 mm/s vägd RMS (sovrum natt kl 22-06) och befintlig miljö 1,0 mm/s vägd RMS (sovrum natt kl 22-06). Överskrids dessa nivåer ska åtgärder övervägas. Inriktningen av åtgärderna bör främst vara sådan att dessa bidrar till att reducera speciellt sömnstörningar. Ett snittvärde för känsltröskeln, dvs den nivå där man kan känna en vibration, är ca 0,1–0,3 mm/s (RMS) i frekvensområdet 10–100 Hz enligt ISO 2631.

**Högsta acceptabla värden** anges även för varje planeringsfall: nybyggnad 0,7 mm/s vägd RMS (sovrum natt kl 22-06), väsentlig ombyggnad 1,0 mm/s vägd RMS (sovrum natt kl 22-06) och befintlig miljö 2,5 mm/s vägd RMS (sovrum natt kl 22-06). Inga boende ska behöva utsättas för vibrationsnivåer över dessa i sovrum nattetid. Kan detta ej nås med rimliga tekniska åtgärder bör fastighetsägaren erbjudas att Trafikverket förvärvar fastigheten.

#### 4.4.4 Referenser

SS 460 48 61 "Vibration och stöt – Mätning och riktvärden för bedömning av komfort i byggnader". och packning". *Standardiseringskommissionen i Sverige.*

SS-ISO 2631-1 "Vibration och stöt - Vägledning för bedömning av helkroppsvibrationers inverkan på människan - Del 1: Allmänna krav". och packning". *Standardiseringskommissionen i Sverige.*

SS-ISO 2631-2 "Vibration och stöt - Vägledning för bedömning av helkroppsvibrationers inverkan på människan - Del 2: Vibration i byggnader (1 Hz till 80 Hz)". och packning". *Standardiseringskommissionen i Sverige.*

Dnr.S02-4235/SA60 ”Buller och vibrationer från spårburen linjetrafik - Riktlinjer och tillämpning. *Banverket och Naturvårdsverket.*

Svenska Geotekniska Föreningen (SGF) bildades 1950 och består av drygt 700 enskilda medlemmar, med minst två års praktisk erfarenhet av geoteknik. Dessutom ingår ca 30 korporativa medlemmar i form av institutioner, högskolor, myndigheter, konsult- och entreprenadföretag samt tillverkare inom det geotekniska området.

SGF har till ändamål att främja utvecklingen inom geoteknik med grundläggning med föredrag, diskussioner och kommittéarbeten samt att samarbeta med svenska, nordiska och övriga internationella organ med liknande inriktning.

Föreningen företräder i Sverige den internationella föreningen, the International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE).

I SGF:s Rapport- och Notatserier utges föreningens metodbeskrivningar, monografier och dokumentation från konferenser, temadagar m.m.