

Prosjektering for jordskjelpåkjenning

Anbefalt bruk av Eurokode 8 for veger og samvirke jord-konstr. i
Statens vegvesen

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 1009



Tittel

Prosjektering for jordskjelvpåkjenning

Undertittel

Anbefalt bruk av Eurokode 8 for veger og samvirke jord-konstr. i Statens vegvesen

Forfatter

Amir M. Kaynia (Norconsult), Hermann Bruun (Statens vegvesen)

Avdeling

Vegutforming

Seksjon

Klima og geofag

Prosjektnummer

L10007

Rapportnummer

1009

Prosjektleder

Hermann Bruun

Godkjent av

Ragnhild Saarem

Emneord

jordskjelv, Eurokode 8, skråningsstabilitet, skjærfasthet, skjærmodul, grunntype, forsterkningsfaktor, CPTU

Sammendrag

Eurokode 8 "Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning", deler konstruksjoner/byggverk inn i seismiske klasser. Disse definerer sikkerhetsnivået mot jordskjelvpåkjenning avhengig av konstruksjonens funksjon og betydning. Samferdselsanlegg som veg, fyllinger, skjæringer og andre samvirke jordkonstruksjoner er i liten grad omtalt i Eurokode 8. Denne rapporten er tenkt som et supplement til Eurokode 8 og veiledning V220 "Geoteknikk i vegbygging" for geoteknikere som jobber med praktisk prosjektering og planlegging av veganlegg og samvirke jord-konstruksjoner.

Denne rapporten erstatter Statens vegvesen rapport nr. 604.

Title

Guidelines for Earthquake Load Design

Subtitle

Recommended Use of Eurocode 8 for Roads and Soil-Structure Interaction

Author

Amir M. Kaynia (Norconsult), Hermann Bruun (Statens vegvesen)

Department

Road Design

Section

Geotechnics and Climate Adaptation

Project number

L10007

Report number

1009

Project manager

Hermann Bruun

Approved by

Ragnhild Saarem

Key words

earthquake, Eurocode 8, slope stability, shear strength, shear modulus, ground type, soilfactor, CPTU

Summary

Eurocode 8, "Design of structures for earthquake resistance", is a European Standard that applies to the design and construction of buildings and civil engineering works in seismic regions. This report is intended as a supplement to Eurocode 8 and the guidelines in V220 "Geoteknikk i vegbygging" for geotechnical engineers working on design of roads as well as foundations and retaining structures. It is also considered to give useful information to structural engineers working on soil-structure interaction problems.

This report replaces the Norwegian Public Roads Administration report no. 604.

Prosjektering for jordskjelvpåkjenning

Anbefalt bruk av Eurokode 8 for veger og samvirke jord-konstruksjoner i Statens vegvesen

Sammendrag

Eurokode 8 deler konstruksjoner/byggverk inn i seismiske klasser. Disse definerer sikkerhetsnivået mot jordskjelvpåkjenning avhengig av konstruksjonens funksjon og betydning. Samferdselsanlegg som veg, fyllinger, skjæringer og andre jordkonstruksjoner er i liten grad nevnt i denne standarden. Derfor har det blitt stilt en del spørsmål i forbindelse med prosjektering av slike anlegg etter at Eurokoden ble innført i Norge. Denne rapporten er tenkt som et supplement til Eurokode 8 og veiledning V220 «Geoteknikk i vegbygging» for geoteknikere som jobber med praktisk prosjektering og planlegging av veganlegg og samvirke jord-konstruksjoner.

Forord

Denne rapporten erstatter Statens vegvesen rapport nr. 604 utgitt i 2017 som var tilpasset NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2014 og utarbeidet av Amir M. Kaynia, Øyvind Torgersrud og Jörgen Johansson hos NGI i samarbeid med Statens vegvesen.

Foreliggende rapport er tilpasset for å være i samsvar med NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 og utarbeidet i samarbeid med Amir M. Kaynia hos Norconsult. Noen nyere referanser og materiale er lagt til og verdier for seismisk klasse og berggrunnens akselerasjon i beregningseksempler er revidert. Denne rapporten er tenkt å supplere kapittel om jordskjelv i veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging.

Innhold

1	Innledning	4
1.1	Symboler	4
2	Generelt om jordskjelvdimensjonering i Eurokode	7
2.1	Bakgrunn	7
2.2	Grensetilstand	7
2.3	Lastkombinasjoner for seismiske situasjoner	7
2.4	Lastfaktorer for seismiske situasjoner	8
2.5	Fasthetsparametere og materialfaktorer	10
2.6	Skjærfasthet av kohesjonsmaterialer	12
2.7	Skjærfasthet i skråninger	12
3	Grunntype	13
4	Metoder for å estimere dynamiske jordparametere	15
4.1	Korrelasjoner mot indeksparametere og CPTU	15
4.2	In-situ og laboratoriemålinger	18
5	Elastisk responsspektrum	19
5.1	Horisontalt elastisk responsspektrum	19
5.2	Vertikalt elastisk responsspektrum	20
5.3	Topografiske amplifikasjonsfaktorer	20
6	Liquefaction	20
6.1	Bakgrunn	20
6.2	Vurdering	21
7	Skråningsstabilitet	24
7.1	Bakgrunn	24
7.2	Pseudo-statisk metode	25
7.3	Dynamiske analyser	26
7.4	Post-jordskjelv stabilitet	28
7.5	Sjekkliste for skråningsstabilitet	29
8	Samvirke mellom jord og konstruksjon (SSI)	29
8.1	Kinematisk samvirke	29
8.2	Fundamentets fleksibilitet	30
8.3	SSI ifølge Eurokode	32
8.4	SSI i praksis	33
8.5	SSI analyser for bruer	33
8.6	Partialfaktorer ved bestemmelse av fundamentstivheter	34
9	Fundamentstivheter	34
9.1	Jordprofil for beregning av fundamentstivheter	34
9.2	Pelefundamenter	34
9.3	Sålefundamenter	35
9.4	Eksempelberegning av stivheter	39
10	Prosjektering av peler og pelegrupper for seismiske laster	41
10.1	Jordskjelvkrefter	41
10.2	Skråpeler	44
10.3	Beregning av interne krefter i pelegrupper	45
10.4	Sjekkliste for peleprosjektering	45
11	Geoteknisk prosjektering av sålefundamenter for seismiske laster	46
12	Seismisk prosjektering av støttekonstruksjoner	46
12.1	Analysemetoder for beregning av laster på støttekonstruksjoner	46
12.2	Laster på stive støttekonstruksjoner.	49
12.3	Ankere	50

12.4	Tørrmur	50
12.5	Forskyvninger av gravitasjonsmurer	51
13	Referanser	51

1 Innledning

Eurokode 8 (NS-EN 1998, Del 1-6) er den gjeldende europeiske standarden for dimensjonering av byggverk under jordskjelvlaster. Denne gir føringer for input i dynamiske beregninger og hvordan disse skal utføres. Til tross for at Eurokode 8 er ganske omfattende er det en del aspekter som trenger nærmere beskrivelse for at standarden skal være anvendelig ved prosjektering. Dessuten krever de spesielle geotekniske forholdene i Norge noe tilpasningsarbeid av standarden.

Eurokode 8 deler konstruksjoner/byggverk inn i seismiske klasser. Disse definerer sikkerhetsnivået mot jordskjelvpåkjenning avhengig av konstruksjonens funksjon og betydning. Samferdselsanlegg som veg, fyllinger, skjæringer og andre geotekniske konstruksjoner generelt er ikke nevnt i denne standarden. Derfor er det ofte stilt en del spørsmål i forbindelse med prosjektering av slike anlegg etter at Eurokode 8 ble innført i Norge. Denne rapporten er først og fremst tenkt som et hjelpemiddel til Eurokode 8 og supplement til veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging for geoteknikere som jobber med praktisk prosjektering og planlegging av veganlegg og geotekniske konstruksjoner, men er også ment å gi nyttig informasjon til konstruksjonsingeniører. RIF veileder «Dimensjonering for Jordskjelv» ref/12/ inneholder en del supplerende informasjon og anbefalinger, men er mer rettet mot konstruksjonsfaget.

Dette dokumentet er basert på allmenne regler og spesielle krav i relevante deler av Eurokode 8; dvs. NS-EN 1998-1:2004, Del 1 (Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger) og NS-EN 1998-5:2004, Del 5 (Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold), med tilhørende Nasjonale Tillegg. Forkortelsene EC8-1 og EC8-5 er brukt i denne rapporten for henholdsvis Del 1 og Del 5 av Eurokode 8. Generelle forkortelser benyttet i rapporten er vist i tabell 1. Videre er det benyttet og referert til relevante rapporter og artikler, som er sammenstilt i referanselisten. I tillegg til forklarende beskrivelser til relevante krav i Norge, er det gitt veiledning om forenklete metoder og formler for vanlig prosjektering.

EC8-5 beskriver ikke samvirke mellom jord og konstruksjon i særlig grad (se kapittel 6). Denne rapporten gir en innføring om konseptene; når man må ta hensyn til samvirke mellom jord og konstruksjon og hvordan det kan gjøres ved praktisk prosjektering.

1.1 Symboler

A	grunntype
A_{Ed}	dimensjonerende verdi av seismisk påvirkning ($= \gamma_T \cdot A_{Ek}$)
A_{Ek}	karakteristisk verdi av seismisk påvirkning
B	grunntype
B_q	poretrykksparemeter
C	grunntype
CPT	trykksonderingsforsøk
CPTU	trykksonderingsforsøk med registrering av poretrykk
CRR	<i>Cyclic Resistance Ratio</i>
CSR	<i>Cyclic Stress Ratio</i>
D	grunntype
D_p	permanent deformasjon for skråning ved jordskjelvbelastning
D_r	relativ lagringstetthet

E	grunntype
E (E_s og E_p)	elastisitetsmodul (jord eller pel)
E_{ws}	statisk porevannstrykk
E_{wd}	dynamisk porevannstrykk
F_H	seismisk horisontal treghetslast
F_V	seismisk vertikal treghetslast
FS	sikkerhetsfaktor i stabilitetsberegninger
G_{max}	skjærmodul ved små tøyninger
I_p	plastisitetsindeks
M	moment
$Q_{k,1}$	dominerende variabel last
$Q_{k,i}$	ikke-dominerende variabel last
S	forsterkningsfaktor som er avhengig av grunntype
S_1, S_2	grunntyper
$S_e, S_e(T)$	elastisk responsspektrum
S_T	topografisk amplifikasjonsfaktor
SCPT	seismisk trykksondering
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>
T	svingeperiode for et lineært system med én frihetsgrad
T_B, T_C, T_D	hjørneverdier av perioden i elastisk responsspektrum
W	vekt av jordvolum
a_g	dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A
a_{gR}	referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon for jordskjelv med returperiode på 475 år
c_u	udrenert syklisk skjærfasthet for leire
c_u^{DSS}	udrenert statisk skjærfasthet fra direkte skjærforsøk, for leire
d	pelediameter
e	poretall
p_a	atmosfærisk trykk, 100 kPa
q_c	spissmotstand
q_{c1}	normalisert spissmotstand
q_t	korrigert spissmotstand
q_u	trykkfasthet
s	sekund
v_s	skjærbølgehastighet
$v_{s,30}$	gjennomsnittsverdi av skjærbølgehastigheter i de øverste 30 m av grunnprofilen
u	forskyvning
u_0	in-situ poretrykk
u_2	målt poretrykk fra trykksondering
z	dybde
α	normalisert maks akselerasjon ($= a_g/g$)
γ_i	materialfaktor for parameter i
γ	seismisk faktor
γ, γ^*	tyngdetetthet
γ_p	permanent skjærtøyning for skråning ved jordskjelvbelastning
H	modifikasjonsfaktor for dempingsforholdet
ρ	massetetthet
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	effektive hovedspenninger

σ'_m	middelspenning
σ_{v0}	vertikalspenning
σ'_{v0}, σ'_v	effektiv vertikalspenning
$\tau_{cy,u}$	udrenert syklisk skjærfasthet, for sand og silt
τ_e	gjennomsnittlig syklisk skjærspenning
θ	rotasjon
φ'	friksjonsvinkel
ψ_i	lastfaktor

Tabell 1-1 Forkortelser brukt i denne rapporten

Forkortelse	Fullstendig betegnelse
EC0	NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA2016 Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
EC1-1-6	NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-6: Allmenne laster – Laster under utførelse
EC8	Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger
EC8-1	NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
EC8-2	NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014 Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger Del 2: Bruer
EC8-5	NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Prosjektering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold
EC7-1	NS-EN 1997-1:2004+ A1:2013+NA:2020 Geoteknisk prosjektering Del 1: Allmenne regler
N200	Vegnormal N200 Vegbygging, Statens vegvesen (2024-07-05)
N400	Vegnormal N400 Bruprosjektering, Statens vegvesen (2024-01-01)
V220	Veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging, Statens vegvesen (2023-08-18)
NA	Nasjonalt Tillegg (National Annex)
RIB	Rådgivende ingeniør byggeteknikk
RIG	Rådgivende ingeniør geoteknikk
SSI	Soil-Structure Interaction (forkortelsen SSI er brukt i rapporten for "samvirke mellom jord og konstruksjon")

2 Generelt om jordskjelvdimensjonering i Eurokode

Prosjektering for jordskjelv for bruer for Statens vegvesen er angitt i vegnormal N400 Bruprosjektering. I henhold til vegnormal N400 kap. 5.13 skal bruer prosjekteres etter EC8-2. Prosjektering av støttemurer, nedgravde konstruksjoner og andre geotekniske konstruksjoner er angitt i EC8-5. Anbefalinger for prosjektering er beskrevet i veiledning V220 Geoteknikk i vegbygging.

I EC 8-1 nasjonalt tillegg, NA.3.2.1(5) er det angitt ulike kriterier for utelatelse av seismisk påvirkning, og siden Norge har områder med svært lav seismisitet vil flere kriterier for utelatelse kunne komme til anvendelse.

EC 8-1 angir fem kriterier hvor påvisning av motstand mot seismisk påvirkning kan utelates for konstruksjoner i seismisk klasse I-IIIa, mens det for seismisk klasse IIIb og IV alltid kreves påvisning av tilstrekkelig sikkerhet for seismisk påvirkning. Fremgangsmåte for å bestemme om det er nødvendig å ta hensyn til seismisk påvirkning er beskrevet i veiledning V220.

2.1 Bakgrunn

Samferdselsanlegg som veg, fyllinger, skjæringer og andre samvirke jord-konstruksjoner generelt er ikke nevnt i Eurokode 8. Derfor har det blitt stilt en del spørsmål i forbindelse med prosjektering av slike anlegg etter at Eurokode 8 ble innført i Norge. EC8-5 angir hovedprinsipper for geoteknisk design og flere spesifikke krav, men den mangler råd om valg av parametere slik som syklisk skjærfasthet og skjærmodul for lave tøyninger, samt metoder for å håndtere ikke-lineær oppførsel til jord.

Denne rapporten er først og fremst tenkt som et hjelpemiddel og supplement til Eurokode 8 for geoteknikere som jobber med praktisk prosjektering og planlegging av veganlegg og samvirke jord-konstruksjoner, men er også ment å gi nyttig informasjon til konstruksjonsingeniører.

2.2 Grensetilstand

Ulykkes- eller seismisk last beskriver en bruddgrensetilstand. Eurokoden skiller i utgangspunkt mellom en “ulykkesituasjon” og en “seismisk situasjon” (EC0, tabell NA.A1.3) men åpner for at man kan betrakte en seismisk situasjon som en ulykkesituasjon. Lastkombinasjonene er ganske like for disse situasjonene. Den eneste forskjellen ligger i kombinasjonen av de variable lastene.

2.3 Lastkombinasjoner for seismiske situasjoner

For dimensjonerende seismiske situasjoner er lastkombinasjoner gitt ved formel 6.12a og 6.12b i EC0, kap. 6.4.3.4. Den seismiske lasten, A_{Ed} , er den dominerende variable lasten. De ikke-dominerende variable lastene, $Q_{k,i}$, brukes med «faktor for tilnærmet permanent verdi for variabel last», $\psi_{2,i}$.

En seismisk situasjon beskrives ved en dimensjonerende last som kombinasjon av (jf. EC0, kap. 6.4.3.4):

- A. faktorisert karakteristisk verdi for seismisk påvirkning (partialfaktor/seismisk faktor γ , jf. EC8-1, kap. NA.4.2.5).
- B. faktoriserte variable laster¹⁾, dvs. nyttelaster for bygninger, trafikklaster og snølaster (faktor $\psi_{2,i} < 1,0$ jf. EC0, tabell NA.A1.1).
- C. karakteristiske permanente laster og forspenningslaster.

Når flere variable laster kan opptre samtidig, tas alle med i aktuelle lastkombinasjoner (EC0, NA.A1.2.1(1)).

¹⁾ bare de ikke-dominerende variable lastene tas med i lastkombinasjonen

2.4 Lastfaktorer for seismiske situasjoner

Dimensjonerende verdi for seismisk påvirkning basert på tabell NA.A2.5 i EC0 defineres som $A_{Ed} = \gamma \cdot A_{Ek}$, der γ er seismisk faktor

Seismisk faktor er avhengig av seismisk klasse. EC8-1, tabell NA.4(902) angir seismisk klasse for en rekke konstruksjoner. I EC8-2 angir tabellene NA.2(901) og NA.2(902) seismisk klasse for vegbruer, gang- og sykkelvegbruer og jernbanebruer. Både i EC8-1 og i EC8-2 angis det at seismisk klasse for konstruksjoner velges slik at de er i samsvar med konstruksjonen de støtter. I tillegg gjelder vegnormal N400:2024-01-01 krav 5.13-1 «For konstruksjoner som er lokalisert over, under eller langs veg som er av større samfunnsmessig betydning enn selve konstruksjonen, skal vegen bestemme valg av seismisk klasse for konstruksjonen.».

Seismisk faktor for de forskjellige seismiske klassene finnes fra EC8-1 tabell NA.4(901) og EC8-5 tabell NA.2(903) og er gjengitt i etterfølgende tabell 2-1.

For andre geotekniske konstruksjoner som ikke tydelig er dekket av tabellene og krav i vegnormal nevnt over, slik som støttemurer og fyllinger i forbindelse med veier, kan man f. eks ta utgangspunkt i geoteknisk kategori ved valg av seismisk klasse (dvs. geoteknisk kategori 1-3 tilsvarer seismisk klasse I-IIIa).

Eksempelvis vil det for en skråning under et landkar til en bru velges samme seismiske klasse for skråningen som for brua, siden bortfall av skråningen kan påvirke stabiliteten til landkaret.

Seismisk faktor

EC8-2 er ikke revidert i henhold til EC8-1:NA2021. Det er forventet at EC8-2 ved neste revisjon av nasjonalt tillegg vil samsvare med seismisk klasse og seismisk faktor i EC8-1:NA2021. I tabell 2-1 er forskjellene mellom EC8-1 og EC8-2 vist. For bruer gjelder vegnormal N400 og EC8-2, for øvrige konstruksjoner benyttes EC8-1.

Tabell 2-1 Seismisk faktor for de forskjellige seismiske klassene

Seismisk klasse	Seismisk faktor γ EC8-1, tabell NA.4(901)	Seismisk faktor γ EC8-2, tabell NA.2(903)
I	0,7	0,7
II	1,0	1,0
IIIa (III)	1,25	1,4
IIIb	1,7	-
IV	- (se EC8-1)	2,0

Variable laster

De variable lastene multipliseres med kombinasjonsfaktor ψ_2 som er gjengitt i tabellene nedenfor. Det er egne tabeller for bruer og bygninger.

Tabell 2-2 angir faktorer for bruer, mens tabell 2-3 angir faktorer for bygninger.

Tabell 2-2 Kombinasjonsfaktor for variable laster for bruer (EC0 tabell NA.A2.5 iht. N400:2024, krav 6.2.6-1)

Nyttelast /last	Faktor ψ_2
trafikklast	0,5
øvrige variable laster	0,0

Tabell 2-3 Kombinasjonsfaktor for variable laster for bygninger (EC0, tabell NA.A1.1)

Nyttelast /last	Faktor ψ_2
Boliger, kontorer	0,3
Forsamlingslokaler, forretningsarealer	0,6
Lagerarealer	0,8
Trafikk- og parkeringsarealer, kjøretøyvekt ≤ 30 kN	0,6
Trafikkarealer-, kjøretøyvekt ≤ 160 kN på to akslinger	0,3
Snølaster på bygninger	0,2

Permanente laster:

For bruer (EC0, tabell NA.A2.5, for alle ikke-seismiske laster settes $\gamma=1,0$ A2.3.2(1)).

For bygninger: $\gamma_G=1,0$ (EC0, A1.3.2 (1))

Eksempel:

En vegfylling i en skråning, seismisk klasse II, med variable laster (trafikklast og terrenglast (snø, anleggsmaskiner og annet)) skal beregnes for stabilitet i *seismisk situasjon*. Dominerende variabel last er jordskjelvlasten, A_{Ek} . De andre variable laster ganges med kombinasjonsfaktor, ψ_2 . I seismisk situasjon medtas ikke partialfaktor $\gamma_{Q,i}$ (EC0, 6.4.3.4, NA.A1.3)

Dimensjonerende verdi for disse blir som følger:

Jordskjelvlast: $A_{Ed} = A_{Ek} \cdot \gamma_I$

Trafikklast fra vegnormal N200: $Q_{d,1} = Q_{k,1} \cdot \psi_{2,1}$ (jevnt fordelt over vegarealet)

Terrenglast: $Q_{d,2} = Q_{k,2} \cdot \psi_{2,2}$ (jevnt fordelt i terrenget. Inkluderes kun om den virker destabiliserende)

Parameter	Verdi
Seismisk faktor, γ_I	1,0
Kombinasjonsfaktor trafikklast, $\psi_{2,1}$	0,5
Kombinasjonsfaktor terrenglast last $\psi_{2,2}$	0,5
Karakteristisk trafikklast, $Q_{k,1}$	15 kPa
Karakteristisk terrenglast, $Q_{k,2}$	5 kPa

Dermed får man følgende dimensjonerende variable laster som skal inkluderes i jordskjelvanalysen:

Dimensjonerende jordskjelvlast: $A_{Ed} = A_{Ek} \cdot 1,0$

Dimensjonerende trafikklast: $Q_{d,1} = 15 \text{ kPa} \cdot 0,5 = 7,5 \text{ kPa}$

Dimensjonerende terrenglast: $Q_{d,2} = 5 \text{ kPa} \cdot 0,5 = 2,5 \text{ kPa}$

2.5 Fasthetsparametere og materialfaktorer

Leire, silt og sand oppfører seg udrenert under jordskjelv. Den mest relevante fasthetsparameteren for leire er syklisk udrenert skjærfasthet, som i EC8-1 betegnes som c_u (det brukes også s_u for denne parameteren i noen standarder og publikasjoner). Denne parameteren bestemmes ofte fra c_u^{DSS} ved å ta hensyn til både belastningshastighet og syklisk degradering (se kapittel 2.6). Verdi for c_u^{DSS} finnes ved direkte skjærforsøk i laboratorium. For normalkonsolidert leire er c_u^{DSS} typisk 0,19 til 0,21 ganger vertikal effektiv spenning σ'_v (se kap. 2 og 4 i veiledning V220 for mer informasjon).

For silt og sand er den mest relevante parameteren syklisk udrenert skjærfasthet, $\tau_{cy,u}$, som må bestemmes ved å ta hensyn til mulig oppbygging av poretrykk. Denne er sterkt avhengig av materialets relative lagringstetthet, D_r . Hvis det ikke finnes noen laboratorieresultater for syklisk udrenert skjærfasthet, kan man bruke erfaringsdata for eksempel *ref* /1/. I materialer som ikke anses utsatt for liquefaction (se kapittel 6) kan konservative verdier for forholdet $\tau_{cy,u}/\sigma'_v$ tas fra tabell Tabell 2-4 på neste side:

Tabell 2-4 Erfaringsdata for forholdet $\tau_{cy,u}/\sigma'_v$

D_r	$\tau_{cy,u}/\sigma'_v$
20 %	0,15
40 %	0,16
50 %	0,19
60 %	0,23
70 %	0,30
80 %	0,50

For berg kan man ifølge EC8-5, 3.1(2) bruke trykkfasthet, q_u , ("unconfined compressive strength").

Materialfaktorer for styrkeparametere i jord ved seismisk last (EC8-5, NA.3.1) er definert i EC8-5, NA.3.1 og vist i Tabell 2-5 under.

Tabell 2-5 Materialfaktorer for styrkeparametre i jord ved seismisk last

Massetype	Parameter	Materialfaktor	Verdi
Friksjonsmasser	Syklisk udrenert skjærfasthet / Friksjonsvinkel	$\gamma_{\tau cu} / \gamma_{\phi'}$	1,1 / 1,1
Kohesjonsmasser	Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,1
Kvikkleire	Udrenert skjærfasthet	γ_{cu}	1,2
Fyllmasser	Syklisk udrenert skjærfasthet / Friksjonsvinkel	$\gamma_{\tau cu} / \gamma_{\phi'}$	1,2 / 1,2
Berg	Trykkfasthet	γ_{qu}	1,3

Materialfaktorer for byggematerialer i bruddgrensetilstand er angitt i tilhørende standarder (EC2 og EC3) og vist i Tabell 2-6 og Tabell 2-7.

Tabell 2-6 Materialfaktorer for byggematerialer i stål i bruddgrensetilstand

Material	Materialfaktor	Verdi	Referanse
Stål	$\gamma_{M0/1/2}$	1,05/1,05/1,25 (strekk)	NS-EN 1993-1-1 NA.6.1 (bygninger)
		1,05/1,1/1,25 (strekk)	NS-EN 1993-5 NA.5.1.1 (peler og spunt)

Tabell 2-7 Materialfaktorer for byggematerialer i betong i bruddgrensetilstand

Materiale	Materialfaktor	Verdier for bruddgrensetilstander	Referanse
Betong, Armert betong	γ_c (betong) γ_s (armeringsstål) γ_s (spennstål)	1,5 1,15 1,15	NS-EN 1992-1-1 Tabell NA.2.1N (vedvarende og forbigående, utmatting)
Betong, Armert betong	γ_c (betong) γ_s (armeringsstål) γ_s (spennstål)	1,2 1,0 1,0	NS-EN 1992-1-1 Tabell NA.2.1N (ulykkessituasjon)

2.6 Skjærfasthet av kohesjonsmaterialer

Skjærfastheten i kohesjonsmaterialer bestemmes ved å ta hensyn til både belastningshastigheten ("rate effect") og generert poretrykk (degradering) på grunn av jordskjelvets sykliske laster.

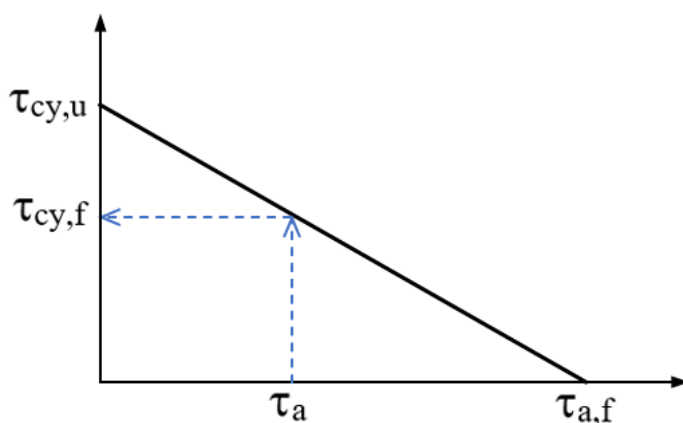
For norsk leire og kvikkleire er typisk økning av fastheten under jordskjelvpåkjenning ca. 40 % og for silt er typisk økning ca. 10 % *ref* /1/.

Når det gjelder degraderingseffekt, hvis det ikke foretas sykliske forsøk på jordprøver, foreslås det at man reduserer fastheten i seismiske klasser I, II, IIIa og IIIb med henholdsvis 10 %, 15 %, 20 % og 25 % (tilsvarende for seismisk klasse I-IV for konstruksjoner som følger EC8-2). Disse verdiene er basert på laboratoriedata fra norske leirer og et representativt antall ekvivalente sykler for de seismiske klassene.

2.7 Skjærfasthet i skråninger

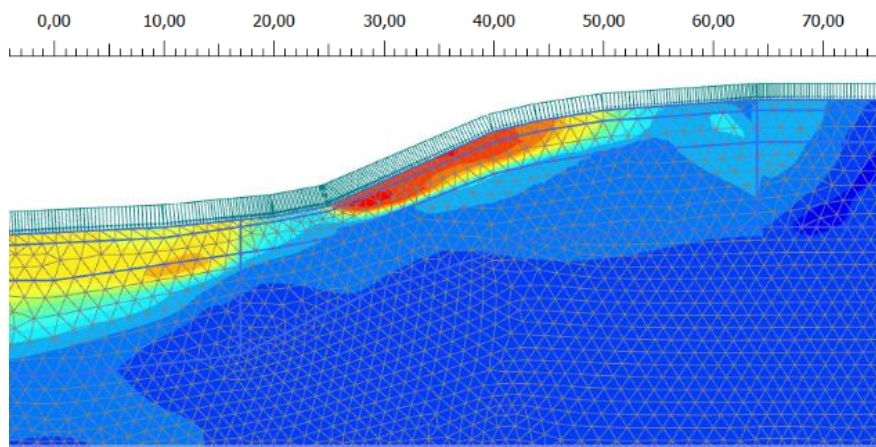
Udrenert skjærfasthet kan justeres i områder hvor det allerede virker konsoliderte statiske skjærspenninger, slik som i skråninger. Den statiske skjærspenningen, τ_a , reduserer den udrenerte sykliske skjærfastheten til en verdi, $\tau_{cy,f}$, lavere enn $\tau_{cy,u}$, men laboratoriedata i *ref* /1/ viser at den totale udrenerte skjærfastheten, $\tau_{cy,u}^* = \tau_a + \tau_{cy,f}$, ofte er høyere enn $\tau_{cy,u}$.

Den reduserte sykliske udrenerte skjærfastheten ($\tau_{cy,f}$) kan beregnes fra et lineært interaksjonsdiagram vist i Figur 2-1. I diagrammet vises drenert statisk skjærspenning på horisontalaksen og udrenert syklisk skjærfasthet på vertikalaksen. Interaksjonslinjen krysser horisontal- og vertikalaksen i henholdsvis $\tau_{a,f}$ og $\tau_{cy,u}$. Figuren viser sammenhengen mellom opptredende drenert skjærspenning, τ_a , og redusert udrenert syklisk skjærfasthet, $\tau_{cy,f}$.



Figur 2-1 Interaksjonsdiagram for effekt av drenert statisk skjærspenning på udrenert syklisk skjærfasthet

En slik metode kan kun brukes sammen med en ikke-lineær FE analyse i tidsdomene som tydelig kan vise potensielle glideflater i en skråning på grunn av jordskjelv (se kap. 7.3). Et eksempel der man kan benytte denne metoden er rødfarget område vist i Figur 2-2.



Figur 2-2 Eksempel på en ikke-lineær FE analyse av en skråning som viser permanente horisontale forskyvninger og potensiell glideflate.

3 Grunntype

Punkt 3.1 i EC8-1 og tilhørende punkter i det nasjonale tillegget omhandler dette temaet. Ifølge prinsipp 3.1.1(1)P skal hensiktsmessige undersøkelser utføres for å identifisere grunnforhold i samsvar med grunntypene gitt i standarden.

Grunntypene A, B, C, D og E samt de spesielle grunntypene S_1 og S_2 er definert i Tabell NA.3.1 i det nasjonale tillegget til EC8-1.

Byggegrunnen klassifiseres etter verdien av den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten i de øverste 30 m, $v_{s,30}$, hvis den er tilgjengelig. Denne parameteren beregnes ved å dele de øverste 30 meterne i N lag og bruke følgende formel (EC8-1, formel 3.1).

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (3.1)$$

hvor h_i og v_i er henholdsvis tykkelse og skjærbølgehastighet i lag i .

Skjærbølgehastighet, v_s , kan måles direkte i felt ved bruk av for eksempel seismisk CPT, eller beregnes ved hjelp av formelen

$$v_s = \sqrt{\frac{G_{\max}}{\rho}} \quad (3.2)$$

der $G_{\max}$ er skjærmodul ved små tøyninger og ρ er massetetthet av jord. Kapittel 4 tar for seg noen utvalgte metoder for å estimere v_s og $G_{\max}$.

Alternativt kan man bruke verdien av den gjennomsnittlige udrenert skjærfasthet i de øverste 30 m, $c_{u,30}$. Tabell NA.3.1 i det nasjonale tillegget til EC8-1 gir også en geologisk/stratigrafisk

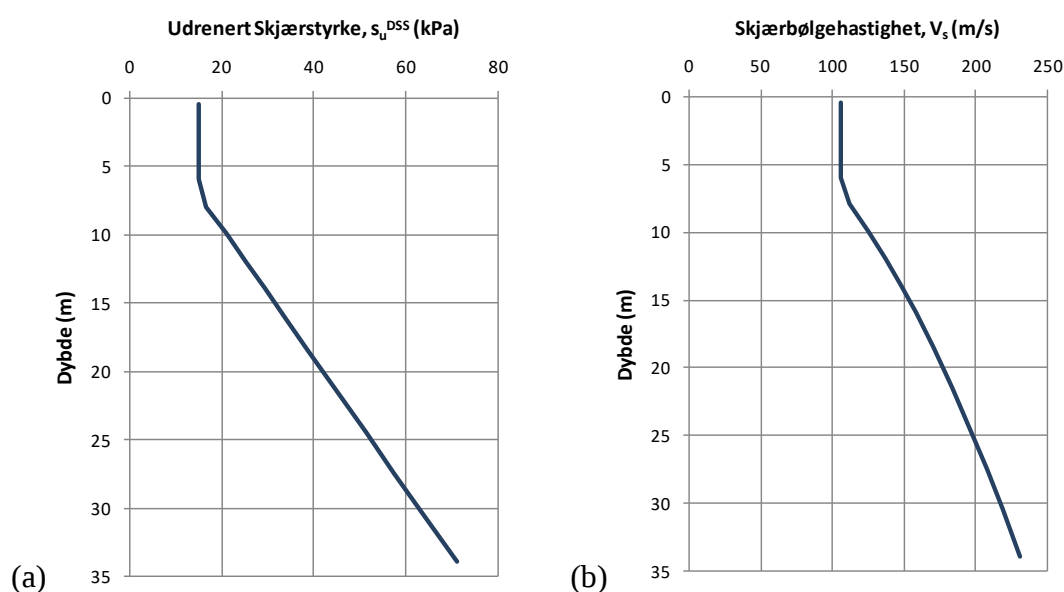
klassifisering av forskjellige grunntyper, men dette er hovedsakelig ment for en overordnet beskrivelse av grunntypene. I valg av grunntype, prioriteres $v_{s,30}$ foran både $c_{u,30}$ og den stratigrafiske beskrivelsen i Tabell NA.3.1.

I EC8-1 mangler det en grunntype for løsmassemektheter mellom 20 og 30 meter. For disse anbefales det å ekstrapolere skjærbølgehastighet fra nedre løsmasselag til 30 meter og så bestemme grunntype ut fra $v_{s,30}$ beregnet fra formel (3.1) som beskrevet over.

Figur 3-1(a) viser som et eksempel, et typisk profil av udrenert skjærfasthet med ca. 5 m tørrskorpe over normalkonsolidert leire. Figur 3-1(b) viser profilet av tilsvarende skjærbølgehastighet som er tolket ved hjelp av metoder beskrevet i kap. 4 for en leire med $I_p = 40\%$. Ved å dele opp de øverste 30 m av jorda i for eksempel 3 lag med tykkelser 10 m og bruke gjennomsnittverdier av skjærbølgehastighet i hvert lag, kan man beregne $v_{s,30}$ ved hjelp av formel (3.1) som følger

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1}^N \frac{h_i}{v_{s,i}}} = \frac{30}{\frac{10}{110} + \frac{10}{155} + \frac{10}{190}} = 145 \text{ m/s}$$

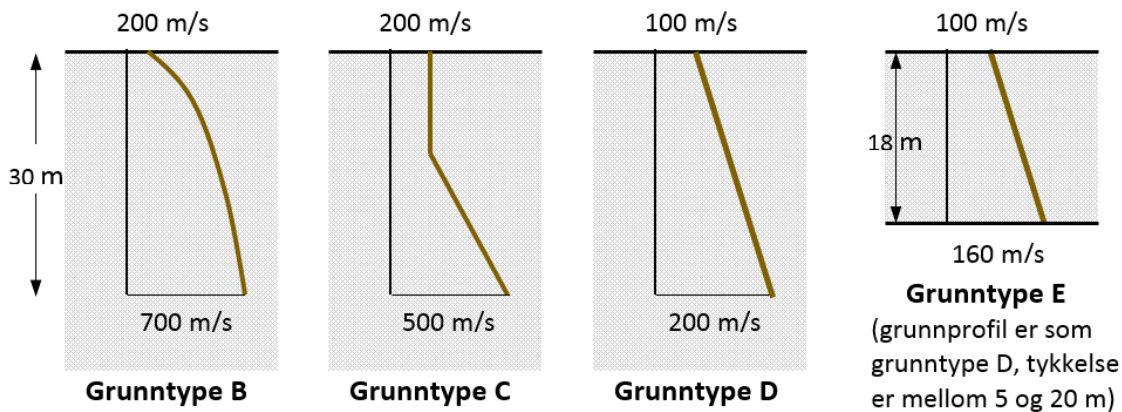
Med denne verdien kan man velge grunntype D. Profilet i Figur 3-1(a) gir en gjennomsnittlig udrenert skjærfasthet, $c_{u,30} = 27 \text{ kPa}$ som indikerer at grunnen kan klassifiseres som S_1/S_2 (når en grunntype ikke kan legges under A-E blir det S_1 eller S_2). Som beskrevet over prioriteres $v_{s,30}$ ved valg av grunntype og i dette tilfellet kan man velge grunntype D.



Figur 3-1 Eksempel – profiler av (a) udrenert skjærfasthet og (b) skjærbølgehastighet for bestemmelse av grunntype

Figur 3-2 viser flere eksempler på grunntyper i henhold til EC8-1. Det presiseres at for tilfeller der tykkelsen av jordprofilet er mellom 5 m og 20 m, skal man ikke inkludere skjærbølgehastighet av underliggende berg i beregning av $v_{s,30}$. Som beskrevet over anbefales det at man i slike tilfeller utvide jordprofilet til 30 m for å finne ut om grunnen likner på en av grunntypene C og D. Jordprofilet lengst til høyre i Figur 3-2 er 18 meter, og formel (3.1) gir

$v_{s,30} = 140$ m/s som for et 30 meter profil tilsvarer grunntype D, men siden profilet er mellom 5 m og 20 m er dette grunntype E.



Figur 3-2 Eksempler på grunntype

I profiler der det er kvikkleire er vanlig praksis at det velges S_2 , uansett hvor tykt kvikkleirelaget er. Det kan imidlertid vurderes unntak fra denne praksisen om tykkelsen på kvikkleirelaget er mindre enn 1,0 m og terrenget har en helning mindre enn 1:15. I slike tilfeller kan man vurdere kvikkleirelaget som et leirelag ved bestemmelse av grunntype.

I løsmasser som er dypstabilisert med bindemidler, inkl kalk og sement, baseres valg av grunntype på grunnforhold før stabilisering. I områder der det er stabilisert ned til berg og forholdet mellom bredden av stabilisert område og dybde til berg er større enn 2,0 kan man gjøre nærmere vurderinger for å beregne en forsterkningsfaktor, S , ved hjelp av en 2D dynamisk analyse av grunnen som inkluderer både stabilisert område og grunnen utenfor. Forsterkningsfaktor, S , er beskrevet nærmere i kap. 0.

Fundamenter med peler til berg påvirker ikke valg av grunntype, se kap. 8.1.

4 Metoder for å estimere dynamiske jordparametere

Skjærbølgehastighet, v_s , eller skjærmodul ved små tøyninger, $G_{\max}$, kan bestemmes ved hjelp av korrelasjoner mot resultater fra CPTU-sonderinger eller indeksparametere, eller måles direkte i laboratorie- eller feltforsøk. Kapittel 4.1 tar for seg metoder som er basert på korrelasjoner, mens kapittel 4.2 gir eksempler på hvilke lab- og feltmetoder som finnes, samt fordeler og ulemper ved disse.

4.1 Korrelasjoner mot indeksparametere og CPTU

4.1.1 $G_{\max}$ i leire

a) Basert på indeksparametere

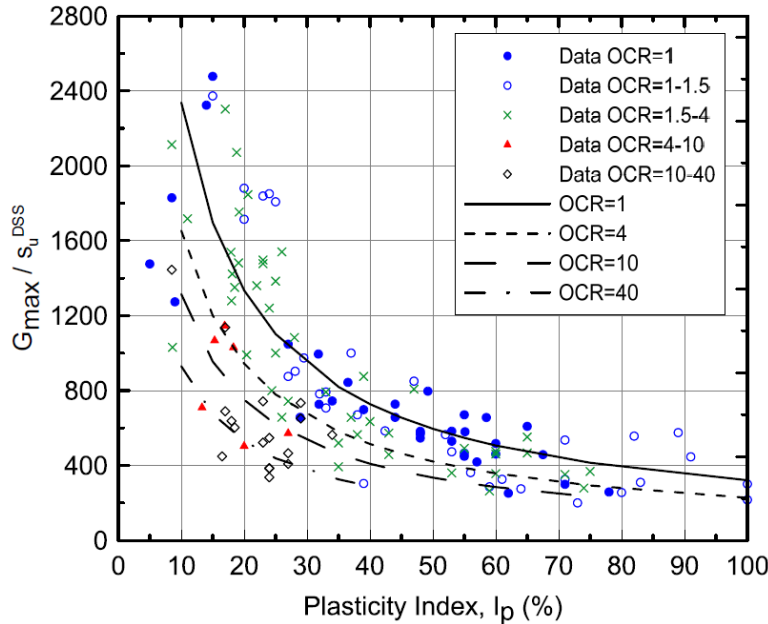
For leire kan man estimere normalisert $G_{\max}$ ved hjelp av følgende empirisk formel

$$\frac{G_{\max}}{c_u^{DSS}} = \left(30 + \frac{300}{\frac{I_p}{100} + 0,03}\right) OCR^{-0,25} \quad (4.1)$$

der c_u^{DSS} er udrenert statisk skjærfasthet fra direkte skjærforsøk, og I_p er plastisitetsindeks i prosent. Formelen er basert på forsøksdata rapportert i *ref /1/* (Figur 4-1) og kan brukes for plastisitetsindeks $I_p > 10$.

For kvikkleire er det ideelt å måle $G_{\max}$ enten i laboratoriet eller direkte i felt. Inntil nok data blir samlet for å etablere en database som kan brukes for å estimere $G_{\max}$ i forskjellige typer kvikkleire kan man bruke intervallet angitt i formel (4.2) *ref /1/* for en normalkonsolidert kvikkleire med et leirinnhold på ca. 40 %.

$$G_{\max}/c_u^{DSS} = 800 \text{ til } 900 \quad (4.2)$$



Figur 4-1 Normalisert skjærmodul som funksjon av OCR og plastisitetsindeks, I_p , *ref /1/*

b) Basert på CPTU

Følgende formel er foreslått som korrelasjon mellom måldata fra CPTU og $G_{\max}$ (i kPa) for typiske norske leirer *ref /9/*

$$G_{\max} = 4,39 q_t^{1,225} (1 + B_q)^{2,53} \quad (4.3)$$

der q_t er korrigert spissmotstand og B_q er poretrykksparemeter uttrykt som (*ref /10/*)

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} = \frac{\Delta u}{q_{\text{net}}} \quad (4.4)$$

hvor u_2 er målt poretrykk, u_0 er *in-situ* hydrostatisk poretrykk og σ_{v0} er vertikal totalspenning.

Ref/8/ gir en god oversikt over metoder i litteratur basert på CPTU og geotekniske parametere, og foreslår nye formler som kan brukes for norske leirer. Følgende formel er foreslått for skjærbølgehastighet:

$$v_s = 8,35 \cdot (q_{net})^{0,22} \cdot (\sigma'_{v0})^{0,357} \quad (4.5)$$

4.1.2 $G_{\max}$ i sand

a) Basert på indeksparametere

Basert på indeksparametere kan $G_{\max}$ for sand estimeres som se ref/7/

$$G_{\max} = 625 \frac{1}{0,3 + 0,7e^2} \sqrt{p_a \cdot \sigma'_m} \quad (4.6)$$

der e er poretalet, σ'_m er effektiv middelspenning og p_a er atmosfærisk trykk i samme enhet som σ'_m . (Dersom kPa benyttes som enhet er $p_a = 100 \text{ kPa}$.) Effektiv middelspenning kan finnes som

$$\sigma'_m = \frac{1}{3} (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3) \quad (4.7)$$

der σ'_1 , σ'_2 og σ'_3 er effektive hovedspenninger.

Alternativt kan $G_{\max}$ estimeres fra

$$G_{\max} = 22 K_{2,\max} \sqrt{p_a \cdot \sigma'_m} \quad (4.8)$$

$K_{2,\max}$ er en empirisk parameter gitt i Tabell 4-1 som funksjon av både D_r og e ref/15/.

Tabell 4-1 Til venstre: $K_{2,\max}$ som funksjon av D_r . Til høyre: $K_{2,\max}$ som funksjon av e .

D_r (%)	$K_{2,\max}$
30	34
40	40
45	43
60	52
75	59
90	70

e	$K_{2,\max}$
0,4	70
0,5	60
0,6	51
0,7	44
0,8	39
0,9	34

b) Basert på CPT

Dersom CPT sonderinger er utført kan følgende formel benyttes for å finne $G_{\max}$ (i kPa) for sand ref/13/:

$$G_{\max} = 1634 (q_c)^{0,250} \cdot (\sigma'_v)^{0,375} \quad (4.9)$$

der q_c er målt spissmotstand fra CPT og σ'_v er vertikal effektivspenning.

Eksempel:

Det er målt $q_c = 5,7$ MPa i et sandlag ved 5 m dybde der $\sigma'_v = 35$ kPa.

For å estimere $G_{\max}$ kan man bruke både formel (4.9) og tabell 4.1. Fra formel (4.9) får man $G_{\max} = 53\,860$ kPa. For å bruke Tabell 4-1, trenger man D_r som kan estimeres fra flere publiserte empiriske formler. Disse formlene gir verdier i området 55 % - 65 %. Ved å velge en gjennomsnittsverdi 60 %, leser man $K_{2,\max} = 52$ fra Tabell 4-1. Med et tverrkontraksjonstall $\nu = 0,30$, får man en middelspenning lik $\sigma'_m = \frac{1,86}{3} \cdot \sigma'_v = 21,7$ kPa. Med disse parameterne, kan man beregne $G_{\max}$ fra formel (4.7) lik $53\,250$ kPa. En god praksis er å beregne $G_{\max}$ fra flere aktuelle metoder og bruke deres gjennomsnitt.

4.2 In-situ og laboratoriemålinger

Det finnes ulike metoder for å måle $G_{\max}$ direkte. Den mest anvendelige metoden er in-situ ved hjelp av *seismisk CPT* (SCPT). Dette er en variant av en klassisk CPT sondering hvor CPT sonden er utstyrt med to mottakere som typisk er vertikalt adskilt med cirka en meter. Mens sonderingen pågår benyttes en seismisk kilde på overflaten for å sende bølger ned i grunnen, og tidsforskjellen mellom signalene fra den seismiske kilden ned til mottakerne på sonden benyttes for å bestemme bølgehastigheten i grunnen. Fordelene med SCPT er at jorden er uforstyrret og at man får et kontinuerlig $G_{\max}$ -profil med dybden, som er det man ønsker. Ulemper er at metoden krever spesielt feltutstyr, og at måledataene må prosesseres i etterkant. I det siste har geofysiske metoder blitt oftere anvendt i geotekniske undersøkelser. En av de mest brukte geofysiske metoder er basert på analyse av overflatebølger ofte kjent som SASW «Spectral Analysis of Surface Waves». Hvis bestemmelse av skjærbølgehastighet i et prosjekt skal være basert på SASW, anbefales det at resultater kontrolleres mot andre estimater basert på empiriske metoder nevnt i forrige kapittel.

Det finnes også spesielle laboratorieforsøk som *resonant column test* og *bender element test* for å estimere $G_{\max}$. Førstnevnte utføres ved at en sylindrisk jordprøve utsettes for dynamisk torsjonsbelastning. Sistnevnte test benytter såkalte «benderelementer» (sender og mottaker) som festes på hver side av et prøvestykke og måler hastigheten på elektriske signaler som sendes gjennom prøven. Fordelen med denne målemetoden er at den kan kombineres med vanlige laboratorieforsøk som for eksempel treaksialforsøk og DSS, og krever derfor ikke egne prøvestykker. Ulempen med de to nevnte laboratorieforsøkene er risikoen for prøveforstyrrelser og at hvert forsøk kun gir informasjon i den dybden prøven er tatt (ett punkt på et dybdeprofil). Laboratorieforsøkene krever dessuten spesielt utstyr for prosessering og tolkning av dataene.

Fordeler og ulemper ved de tre nevnte metodene er oppsummert i Tabell 4-2.

Tabell 4-2 Fordeler og ulemper ved forskjellige felt- og labforsøk

	Fordeler	Ulemper
Seismisk CPT	- Ingen prøveforstyrrelser - Kontinuerlig dybdeprofil - Kan utføres i kombinasjon med vanlig CPT sondering og gi et bilde av lagdeling	- Krever spesielt utstyr (seismisk CPT sonde, samt programvare for prosessering)
Resonant Column Test	- Gir estimat på demping i jord som funksjon av tøyning - Gir informasjon om grad av ikke-linearitet i jord under økende belastning	- Gir lite informasjon per prøve (kun i dybden prøven er tatt). - Dårlig prøve kvalitet kan gi usikkerhet i resultater.
Bender Element Test	- Kan utføres i kombinasjon med vanlige labforsøk (for eks. triaks og DSS)	- Krever spesielt lab utstyr og programvare for prosessering

5 Elastisk responsspektrum

5.1 Horisontalt elastisk responsspektrum

Seismisk påvirkning kan bestemmes ved hjelp av et responsspektrum. I henhold til EC8-1 NA.3.2.2.2(2) benyttes verdiene i tabell 3.3 i EC8-1 for type 2 elastisk responsspekter. Figur 3.3 i EC8-1 viser elastiske responsspektre av type 2 for grunntypene A til E (grunntypene er beskrevet i kap. 3). Horisontal akse i figur 3.3 i EC8-1 er egenperiode til konstruksjonen, $T(s)$, og vertikal akse gir elastisk responsspektrum, S_e , normalisert med dimensjonerende grunnakselerasjon, a_g . S_e er lik maks akselerasjon forårsaket av jordskjelv i et dynamisk system med én frihetsgrad og egenperiode T . I en enkel konstruksjon kan jordskjelvpåvirkning beregnes fra konstruksjonens masse ganger akselerasjonen; derfor er responsspektrum et av de viktigste begrepene i jordskjelvanalyser.

Hvis konstruksjonen står på varierende grunn med forskjellige grunntyper, og man ikke utfører noen spesielle analyser av grunnens respons, anbefales det å velge den mest konservative grunntypen. I tilfeller der minst 75 % av konstruksjonen står på berg og resten på løsmasser, og konstruksjonen står på et kontinuerlig fundament, kan man velge grunntype A. Dette kan også videreføres til situasjoner der minst 75 % av konstruksjonen står på en grunntype (B, C, D, E, S1 eller S2), og konstruksjonen står på et kontinuerlig fundament, da kan man velge denne grunntypen under hele fundamentet.

Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A er definert som

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} \quad (5.1)$$

der γ_I er seismisk faktor (se kap. 2.4) og a_{gR} er spissverdi for berggrunnens akselerasjon for jordskjelv med returperiode på 475 år, som kan leses fra tabellene NA.3.2 (901)-(911) i EC8-1 for hver kommune. For konstruksjoner som står på grenser mellom kommuner (for eksempel bruer over elver mellom to kommuner), kan man bruke gjennomsnittsverdien av a_{gR} for nabokommunene.

Formen av responsspektrum er avhengig av grunntype og defineres ved hjelp av formlene (3.2)-(3.5) i EC8-1. Horisontal elastisk responsspektrum for grunntypene A til E er definert ved grunnes forsterkningsfaktor, S , og parameterne T_B , T_C og T_D , verdier for disse finnes i tabell 3.3 i EC8-1. For grunntypene S1 og S2 må det iht. EC8-1 punkt 3 utføres spesielle analyser for å beregne tilsvarende responsspektre.

En slik analyse, referert til som stedsspesifikk analyse eller «site response», er ofte utført ved hjelp av en ekvivalent lineær dynamisk analyse av bølgeforplantning i jordlaget. Programmet SHAKE *ref/14/* er et vanlig verktøy for slike beregninger. I stedet for slike analyser, oppfordres man i EC8-1, NA:2021 til å bruke verdiene for S , T_B , T_C og T_D angitt i tabell NA.3.3.

5.2 Vertikalt elastisk responsspektrum

I henhold til EC8-1 NA.3.2.2.3(1) benyttes tabell 3.4 for type 2 vertikalt elastisk responsspektrum for alle grunntyper.

5.3 Topografiske amplifikasjonsfaktorer

Hellende terreng kan være mer utsatt for forsterkning enn horisontalt terreng. Annex A i EC8-5 foreslår at for terreng med høyder over 30 meter og med en helning større enn 15° multipliserer man elastisk responsspektrum med en topografisk forsterkningsfaktor, S_T , som definert under

- *Isolerte klipper og skråninger:*
 $S_T \geq 1,2$ brukes der konstruksjoner er i nærheten av høyeste punkt på høydedraget.
- *Smale rygger:*
 $S_T \geq 1,4$ brukes der konstruksjoner er nær toppen av skråninger med en helning større enn 30° , mens $S_T \geq 1,2$ brukes der helningsvinkelen er lavere.

I følge EC8-1 3.2.2.1 (6) bør topografiske amplifikasjonsfaktorer benyttes når seismisk faktor $\gamma_I > 1,0$.

6 Liquefaction

6.1 Bakgrunn

Fenomenet flytning (eller liquefaction på engelsk) oppstår når friksjonsmasser under grunnvannstand eller i mettet tilstand er utsatt for sykliske skjærbelastninger. Liquefaction inntreffer når poretrykket reduserer effektivspenningene i kornstrukturen slik at grunnen mister sin bæreevne tilnærmet fullstendig.

Liquefaction i jordskjelvsammenheng er omtalt i EC8-5, kap. 4.1.4 samt Annex B.

6.2 Vurdering

Faren for liquefaction skal undersøkes når det er registrert løst lagrede mettede sandlag eller tykke sandlinser i fundamenteringsområdet med grunnvannstand nær terrengoverflaten. Mulige variasjoner i grunnvannsnivå og terrengnivå i konstruksjonens levetid skal tas med i vurderingen (EC8-5, kap. 4.1.4 (2)P).

Under følgende forutsetninger vurderer EC8-5 jordens motstand mot liquefaction som tilstrekkelig:

- Sandlaget ligger dypere enn 15 m.
- Sandmassene har en leireandel > 20 % og plastisitetsindeks > 10 % (NB: løsmasser med leireandel > 15 % betraktes som leire i Norge).

Hvis disse forholdene ikke er til stede, må man evaluere fare for liquefaction ved hjelp av feltdata eller labforsøk. EC8-5 anbefaler bruk av Standard Penetration Test (SPT som ikke er vanlig i Norge) eller trykksondering (CPT) samt kornfordelingsanalyser av de respektive jordlagene. Fremgangsmåten er som for andre problemstillinger basert på sikkerhet mot brudd. Jordens motstand mot liquefaction defineres ofte ved hjelp av parameteren CRR («Cyclic Resistance Ratio») som gir udrenert syklisk fasthet $\tau_{cy,u}$ normalisert med effektiv vertikal spenning σ'_{v0} . Seismisk last er definert ved hjelp av parameteren CSR («Cyclic Stress Ratio») som gir gjennomsnittlig syklisk skjærspenning τ_e normalisert med effektiv vertikal spenning. Sikkerhetsfaktor mot liquefaction settes i henhold til EC8-5, NA.4.1.4(11) lik 1,25; dvs $CRR \geq 1,25 \cdot CSR$.

For evaluering av både CRR og CSR kan man bruke metoden foreslått i *ref /16/* som er oppsummert under. En mer detaljert metode basert på nyere feltdata er foreslått i *ref /2/*, denne tar hensyn til flere parametere og deres effekter slik som effektiv vertikal spenning og statisk (drenert) skjærspenning.

Metode for evaluering av CRR og CSR iht. *ref /16/*:

- Beregn normalisert trykksondering q_{c1} fra formel (6-1) der q_c er registrert spissmotstand fra CPT og $p_a = 100$ (kPa).

$$q_{c1} = \frac{q_c}{p_a} \left\{ \frac{p_a}{\sigma'_{v0}} \right\}^{0,5} \quad (6.1)$$

- Les CRR fra Figur 6-1 og multipliser med 2,8 for seismisk klasse I og II, 2,5 for seismisk klasse IIIa og 2,2 for seismisk klasse IIIb (se EC8-5, Annex B for bakgrunnen til faktorene for seismisk klasse). CRR kan også beregnes fra (6-2) og (6-3) og multipliser med faktorene for seismisk klasse.

$$CRR_{7,5} = 0,833 \frac{q_{c1}}{1000} + 0,05 \quad q_{c1} < 50 \quad (6.2)$$

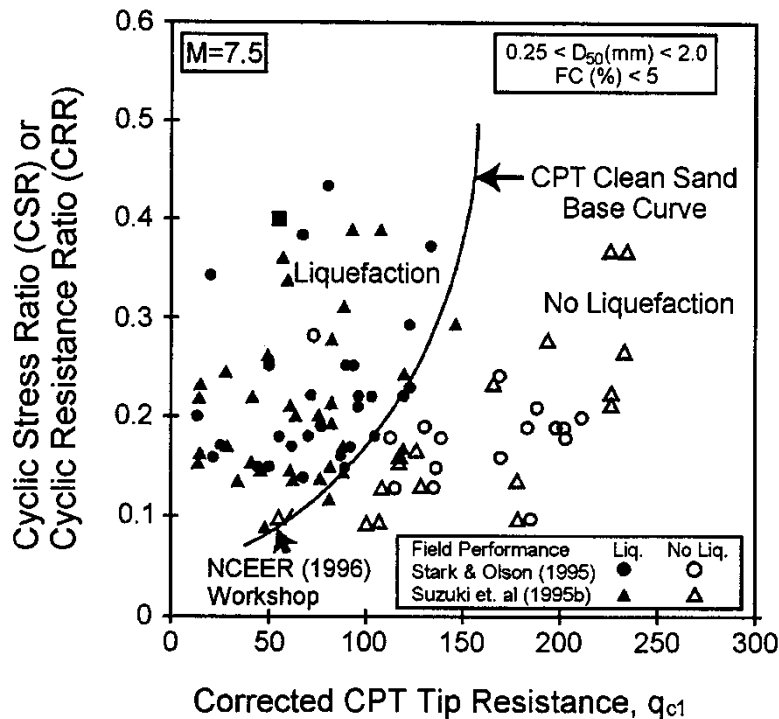
$$CRR_{7,5} = 93 \left[\frac{q_{c1}}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad 50 < q_{c1} < 160 \quad (6.3)$$

- Beregn CSR ved hjelp av formel (6-4)

$$\tau_e / \sigma'_{v0} = 0,65 \cdot \alpha \cdot S \cdot \sigma_{v0} / \sigma'_{v0} \quad (6.4)$$

hvor $\alpha = a_g/g$ er normalisert spissverdi av grunnens akselerasjon.

- Sjekk at $CRR / CSR \geq 1,25$.



Figur 6-1 Empirisk metode for evaluering av liquefaction (ref /16/)

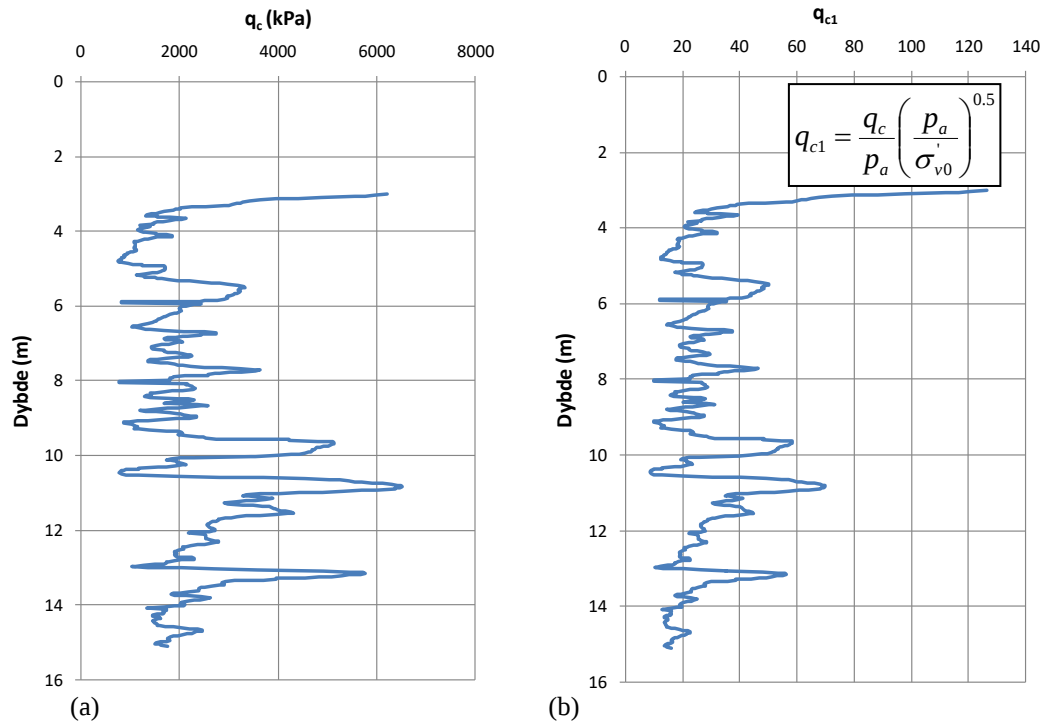
Eksempel

Vurdering av liquefaction for et sted i Oslo med grunntype D og seismisk klasse IIIa. Spissmotstand er gitt i Figur 6-2 (a). Tyngdetettheten til jorda er 18 kN/m^3 grunnvann i terreng.

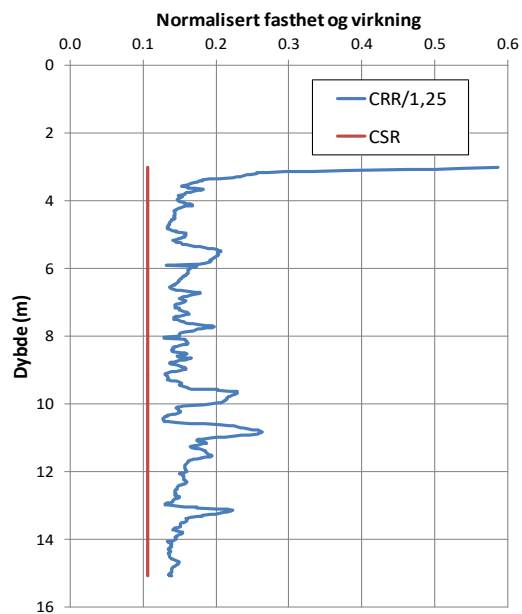
Analyse

Med $\gamma_l = 1,25$ for seismisk klasse IIIa ifølge tabell NA.4(901) i EC8-1 og berggrunnens akselerasjon ifølge Tabell NA.3.2 (902) i EC8-1, er $a_g = 0,30 \cdot \gamma_l = 0,375 \text{ m/s}^2$ og $\alpha = a_g/g = 0,038$. For grunntype D, er forsterkningsfaktor $S = 1,8$ ifølge tabell 3-3 i EC8-1.

Figur 6-2 (b) viser normalisert spissmotstand, og Figur 6-3 viser parameterne CSR og CRR som funksjon av dybde. Verdiene i formel (6-2) og (6-3) multipliseres med faktor for seismisk klasse. For lettere å kontrollere sikkerhet mot liquefaction, er CRR dividert på 1,25 i Figur 6-3. Sammenlikning av kurvene i figuren viser at jordprofilen har tilfredsstillende sikkerhet mot liquefaction.



Figur 6-2 Registrert (a) og normalisert (b) spissmotstand fra CPT



Figur 6-3 Eksempel på vurdering av fare for liquefaction

Dersom det vurderes at sikkerhet mot liquefaction ikke er tilfredsstillende kan tiltak iverksettes. Egnede tiltak inkluderer:

- Grunnforsterkning
- Komprimering
- Drenering
- Pelefundamentering. Her må det tas hensyn til bortfall av lateral støtte fra jordmassene i design av pelene.

7 Skråningsstabilitet

7.1 Bakgrunn

I forbindelse med jordskjelvdesign skal det iht. EC8-5 utføres kontroll av skråningsstabiliteten når et byggverk oppføres på, eller ligger i nærheten av en skråning der mulige glideflater eller mulige laterale deformasjoner i skråningen kan merkes av byggverket. Utelatelse fra dette kravet er omtalt i kapittel 2.

Beregningene kan utføres på følgende måter:

- Dynamisk numerisk analyse (for eksempel endelig elementmetode eller rigid blokk modell)
- Forenklet pseudo-statisk metode

Tabell 7-1 oppsummerer fordeler og ulemper med disse metodene.

Tabell 7-1 Fordeler og ulemper med forskjellige analysemetoder for skråninger

	Fordeler	Ulemper
Forenklet pseudo-statisk metode	Kan bruke samme verktøy som brukes i statiske stabilitetsanalyser (for eks. GeoSuite, og PLAXIS)	- Det er krav på min. sikkerhetsfaktor, FS. Merk lavere materialfaktorer for seismisk situasjon. - Må vurdere å ta hensyn til seismisk topografisk forsterkningsfaktor S_T.
Dynamisk analyse	Grensetilstand er basert på akseptable forskyvninger mhp. konstruksjonens funksjonalitet og ikke min. FS .	- Krever avanserte elementmetode analyser. - Spesielle krav for valg av representative jordskjelvtidsserier i analyser.

7.2 Pseudo-statisk metode

Analysen utføres etter prinsippene i punkt 11.5 i EC7-1 der det i tillegg til statiske gravitasjonslaster, påføres treghetskrefter fra seismisk påvirkning på både jordmassene og andre masser støttet av skråningen. Seismiske laster defineres som statiske tilleggslaster med en horisontal- og vertikal komponent F_H og F_V som følger

$$F_H = 0,5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W \quad (7.1)$$

$$F_V = \pm 0,33 \cdot F_H \quad (7.2)$$

Der W er vekt av mulige utglidningsmasser, $\alpha = a_g/g$ og S er forsterkningsfaktor. Merk at med $\pm$ i formelen for F_V menes det at man skal sette vertikal akselerasjon i begge retninger og velge tilfellet som fører til lavest sikkerhetsfaktor.

For konstruksjoner med seismisk faktor, γ_I , større enn 1,0 må man, ifølge EC8-5, øke seismisk påvirkning med topografisk amplifikasjonsfaktor, S_T (se kap. 5.3). EC8 fraråder bruk av pseudo-statisk metode for jordarter som kan utvikle signifikant poreovertrykk og degradert stivhet under jordskjelvbelastning.

Eksempel

Pseudo-statisk vurdering av en skråning i et bruprosjekt i Bergen med Grunntype E. Brua skal designes i seismisk klasse IIIa.

Analyse

Parameter	Verdi
Seismisk klasse IIIa, γ_I	1,25
Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon i Bergen, a_{gR} Iht. EC8-1, NA.3.2 (907)	0,55 m/s ²
Dimensjonerende grunnakselerasjon $a_g = \gamma_I \cdot a_{gR} = 1,25 \cdot 0,55$	0,688 m/s ²
Grunntype E gir iht. Tabell 3.3 i EC8-1 forsterkningsfaktor, S	1,6
Forholdet mellom dimensjonerende grunnakselerasjon og tyngdeakselerasjon, $\alpha = a_g/g$	0,070
Horisontal jordskjelvlast $F_H = 0,5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W = 0,5 \cdot 0,070 \cdot 1,6 \cdot W$	0,056 · W
Vertikal jordskjelvlast $F_V = \pm 0,33 \cdot F_H = \pm 0,33 \cdot 0,056 \cdot W$	$\pm 0,019 \cdot W$

Dersom en modell av skråningen blir brukt i beregning av statisk sikkerhetsfaktor, kan samme modell brukes for evaluering av sikkerhet mot jordskjelv ved å legge til en akselerasjon lik 0,056 g i horisontal retning og en akselerasjon lik $\pm 0,019 g$ i vertikal retning. Derfor må man utføre to analyser hvor det brukes en total vertikal akselerasjon lik 1,019 g i den ene og 0,981 g i den andre.

7.3 Dynamiske analyser

En dynamisk analyse utføres ved å lage en FE modell av skråningen. Hvis skråningen bærer en konstruksjon som kan påvirke respons av skråningen, må konstruksjonen, eller den delen som samvirker med skråningen, tas med i FE modellen. Denne modellen eksiteres ved bunnen av en akselerasjonstidsserie som representerer områdets seismisitet. Fasthetsparametere må i tillegg reduseres med materialfaktorer i dynamiske analyser. Slike analyser kan være krevende, spesielt i jordarter som kvikkleire og løs sand som kan utvikle store poretrykk under jordskjelv.

Det er kun behov for å utføre en dynamisk analyse når en pseudo-statisk metode gir for lav sikkerhetsfaktor. Fordelen med en dynamisk analyse er at man ikke trenger å tilfredsstille krav til sikkerhetsfaktor. Det er tilfredsstillende om de beregnede deformasjonene er små og kan aksepteres mht skråningens eller konstruksjonens funksjonalitet.

Bruk av dynamiske analyser krever blant annet god forståelse av dynamikk og materialoppførsel. Det er utviklet forenklete formler for å estimere grunnens ikke-lineære respons *ref* /6/. Formlene er basert på et stort antall dynamiske analyser utført på flere idealiserte jordprofiler for vanlige norske leirer og kvikkleirer. Disse formlene er listet opp i Tabell 7-2.

Tabell 7-2 Formler for ikke-lineær respons av skråninger *ref* /6/

Leire	Deformasjon D_p (cm)	$D_p = 250 * \frac{a^{2,2}}{(FS - 1)^{0,97}}$
	Skjærtøyning γ_p (%)	$\gamma_p = 82 * \frac{a^{2,1}}{(FS - 1)^{0,93}}$
Kvikkleire	Deformasjon D_p (cm)	$D_p = 200 * \frac{a^{1,7}}{(FS - 1)^{0,7}}$
	Skjærtøyning γ_p (%)	$\gamma_p = 70 * \frac{a^{1,5}}{(FS - 1)^{0,9}}$

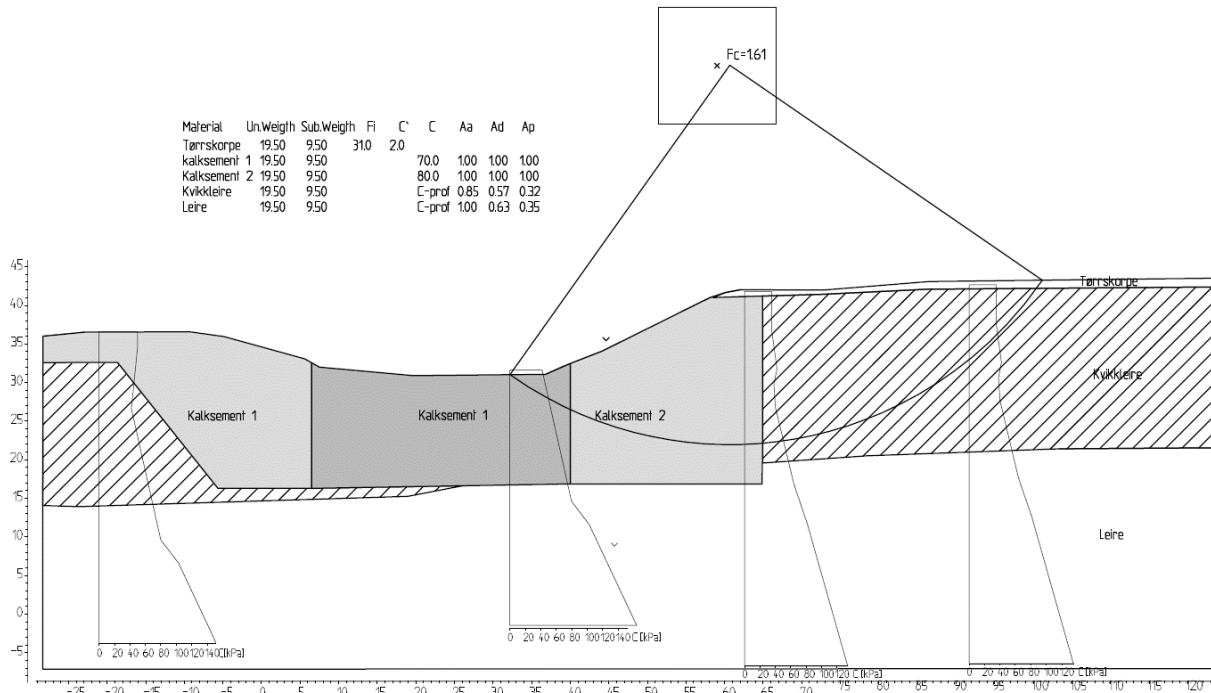
I disse formlene er D_p = maks permanent horisontal deformasjon av skråning i cm, γ_p = maks permanent skjærtøyning i skråning, FS = skråningens statiske sikkerhetsfaktor og $a = \alpha \cdot S$. Formlene for D_p kan brukes hvis beregnet γ_p er mindre enn 2 % for kvikkleire og mindre enn 5 % for leire. For skjærtøyninger større enn disse verdiene må man anta at skråningen går til brudd.

Formlene for leire kan brukes også for sand hvis man kan påvise at syklisk skjærfasthet av sand ikke blir mindre enn fasthet av leire under jordsjølvpåvirkning.

Disse formlene er ikke ment å erstatte ikke-lineære dynamiske analyser i kontroll av design av skråninger. De er bare ment å gi et estimat av forventede forskyvninger og tøyninger som kan være nyttig i komplekse prosjekter.

Eksempel

Figur 7-1 viser beregning av statisk sikkerhetsfaktor ved hjelp av GeoSuite i en skjæring i kvikkleire stabilisert med kalksement. Figuren viser fasthetsparametere brukt i forskjellige deler av jordprofilet og viser lavest sikkerhetsfaktor, FS = 1,61.



Figur 7-1 Beregning av sikkerhetsfaktor for statiske laster i Eksempel

Parametere for jordskjelvanalyse i dette prosjektet er som følger:

- Grunnstype S_2 , $S = 1,8$
- Det er viktig infrastruktur med store konsekvenser ved sammenbrudd, det er valgt seismisk klasse IIIb, $\gamma = 1,7$
- $a_{gR} = 0,3 \text{ m/s}^2$

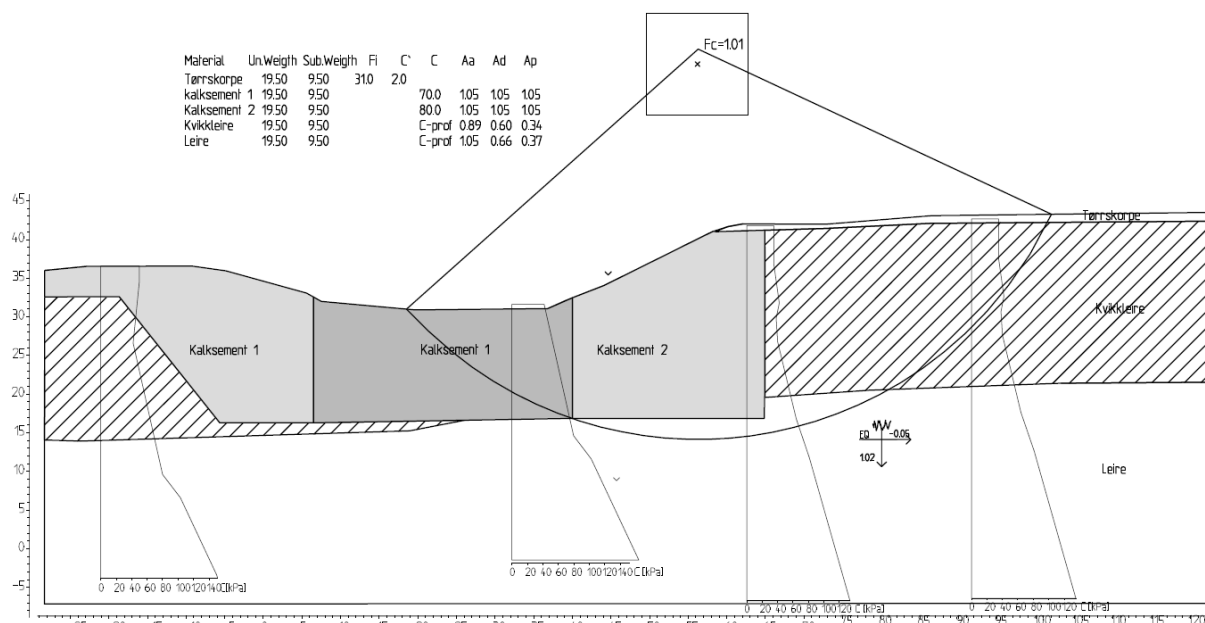
Med disse verdiene får man $\alpha = a_g/g = 1,7 \cdot 0,3/9,81 = 0,052$, og de horisontale og vertikale jordskjelvlaster blir

$$F_H = 0,5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W = 0,5 \cdot 0,052 \cdot 1,8 W = 0,047 W$$

$$F_V = \pm 0,33 \cdot F_H = \pm 0,015 W$$

Det er i dette tilfellet valgt å ikke bruke topografisk amplifikasjonsfaktor, S_T , i beregning av akselerasjonen fordi stabilitetsvurderingen gjelder en skjæring.

I jordskjelvanalyser skal man i tillegg etablere fasthetsparametere som tar hensyn til både degradering og belastningshastighet. Ved å følge rådene i kap. 2.6 kan man estimere sykliske fasthetsparametere ved å multiplisere statiske fasthetsparametere med $1,4 \cdot 0,75 = 1,05$ (1,4 basert på 40 % økning av fasthet, 0,75 basert på 25 % syklisk degradering for seismisk klasse IIIb).



Figur 7-2 Beregning av pseudostatisk sikkerhetsfaktor for jordskjelvlaster i Eksempel

Figur 7-2 viser beregning av pseudostatisk sikkerhetsfaktor i samme modell som ble benyttet til statiske analyser, udrenerte jordparametere er multiplisert med 1,05 for å få sykliske jordparametere. Beregning i Figur 2-1Figur 7-2 gir pseudostatisk sikkerhetsfaktor, $FS = 1,01/1,2 = 0,84$ når man tar hensyn til materialfaktor i kvikkleire, jf. kap. 2.5.

Selv om beregnet pseudostatisk sikkerhetsfaktor ikke tilfredsstiller krav for minimum kravet, er det mulig å bevise, jf. kap. 7.1, at responsen til grunnen er tilfredsstillende ved å utføre dynamiske analyser av modellen og beregne permanente deformasjoner. Man kan få et estimat av permanente deformasjoner ved å bruke formlene for kvikkleire i Tabell 7-2. Ved å bruke statisk sikkerhetsfaktor $FS = 1,61$ og $a = \alpha S = 0,052 \cdot 1,8 = 0,093$ beregner man følgende deformasjon og tøyning:

- $D_p \sim 8 \text{ cm}$
- $\gamma_p \sim 4,9 \%$

Dersom en permanent deformasjon beregnet fra en ikke-lineær dynamisk analyse, for eksempel 8 cm i eksempelet over, er akseptabel i prosjektet, kan skjæringen betraktes som sikker under jordskjelvet dersom estimert skjærtøyning hadde vært mindre enn 2% i kvikkleire og 5% i leire. I eksempelet over er estimert skjærtøyning høyere enn 2% og skjæringen er ikke stabil for jordskjelv. Se neste kapittel om bruk av permanent skjærtøyning i videre vurdering av stabilitet.

7.4 Post-jordskjelv stabilitet

Mens jordskjelv kan påføre store deformasjoner i skråninger, kan det også resultere i degradering av fasthet på grunn av poretrykkoppbygging som beskrevet i kap. 2.6. Hvis jordens skjærfasthet reduseres så mye at statisk sikkerhetsfaktor etter jordskjelv ikke er tilfredsstillende, betrakter man skråningen som ikke stabil (post-jordskjelv stabilitet).

For å beregne post-jordskjelv stabilitet må en først estimere nedgradert skjærfasthet etter jordskjelv. Hvis permanent skjærtøyning, γ_p , overstiger 1 % i kvikkleire og 3 % i leire, bør man redusere statisk skjærfasthet med faktorer beskrevet i kap. 2.6 og sjekke statisk stabilitet på nytt. Merk at økningen av fasthet pga. belastningshastighet frafaller etter jordskjelv.

7.5 Sjekkliste for skråningsstabilitet

Under er det gitt en enkel sjekkliste der det for demonstrasjon er brukt verdier fra eksempelet i kap. 7.2; dvs. en bru over bløt leire i Bergen i seismisk klasse IIIa.

1. Les $a_{gR} = 0,55 \text{ m/s}^2$ fra Tabell NA.3(907) i EC8-1, og beregn $a_g = \gamma \cdot a_{gR} = 1,25 \cdot 0,55 = 0,688 \text{ m/s}^2$
2. Bestem grunntype ved å bruke formler i kapitlene 3 og 4 i denne rapporten og Tabell NA.3.1 i EC8-1 – anta grunntype E som gir $S = 1,6$ ifølge Tabell 3.3 i EC8-1.
3. Beregn normalisert akselerasjon $a = \alpha \cdot S = (a_g/g) \cdot S = 0,112$
4. Estimer syklisk skjærfasthet til leire til $c_u = c_u^{\text{DSS}} \cdot 0,80 \cdot 1,4 = 1,12 c_u^{\text{DSS}}$ for å ta hensyn til degradering (0,8 iht. 20 % seismisk klasse IIIa) og belastningshastighet.
5. Beregn horisontale og vertikale jordskjelvlaster. $F_H = 0,5 \cdot \alpha \cdot S \cdot W = 0,5 \cdot 0,070 \cdot 1,6 \cdot W = F_H = 0,056 \cdot W$ og $F_V = \pm 0,33 \cdot F_H = \pm 0,019 \cdot W$
6. Bruk pseudo-statisk metode ved å legge til horisontal akselerasjon lik 0,056 g og vertikal akselerasjon 0,019 g og beregn pseudo-statisk sikkerhetsfaktor FS. Dersom pseudo-statisk sikkerhetsfaktor FS er mindre enn 1,1 kan skråningens permanente deformasjon beregnes fra en ikke-lineær dynamisk analyse (formler i Tabell 7-2 kan brukes for å få et estimat).
7. Skråningens jordskjelvsrespons er tilfredsstillende hvis estimert deformasjon er akseptabel med hensyn til bruas funksjonalitet.
8. Sjekk post-jordskjelv statisk stabilitet.

8 Samvirke mellom jord og konstruksjon (SSI)

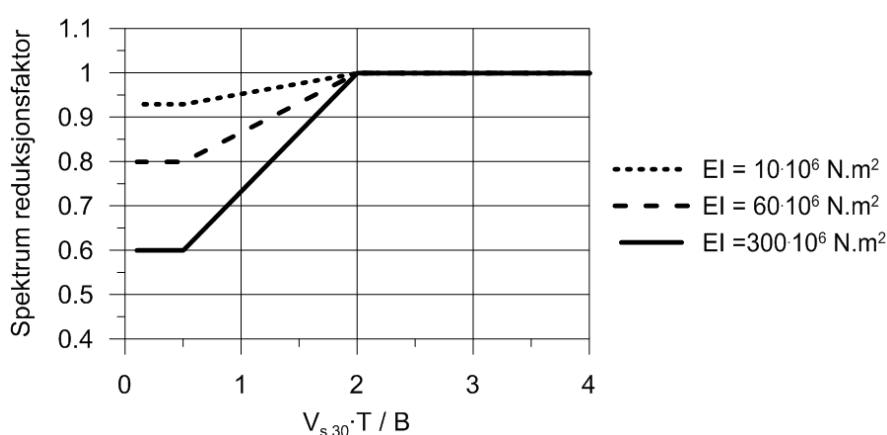
Seismisk påvirkning på en konstruksjon er avhengig av type av seismiske bølger, lokale grunnforhold, konstruksjonstype og samvirke mellom jord og konstruksjon. De to første faktorene påvirker bevegelsene i grunnen (det vil si uten konstruksjon), og tas hensyn til i prosjektering gjennom responsspektre som beskrevet i kapittel 5. Samvirke mellom jord og konstruksjon, som ofte refereres til som SSI i faglige dokumenter, resulterer i forlengelse av systemets egenperiode og økning av demping som i de fleste konstruksjoner fører til reduksjon av påkjenninger under jordskjelv.

SSI i geoteknikk forbindes med to temaer: a) kinematisk samvirke, og b) fundamentets fleksibilitet. Disse temaene er beskrevet under.

8.1 Kinematisk samvirke

I praksis er det ofte antatt at fundamenter følger jordskjelvets bevegelser, og derfor er konstruksjoner analysert ved å bruke responsspektrum for grunnen uten konstruksjon. Kinematisk samvirke oppstår på grunn av samspill mellom jordskjelvbølger og når fundamentet ligger helt eller delvis under terreng. Dette fører til at fundamentets bevegelse kan være forskjellig fra bevegelsen i grunnen.

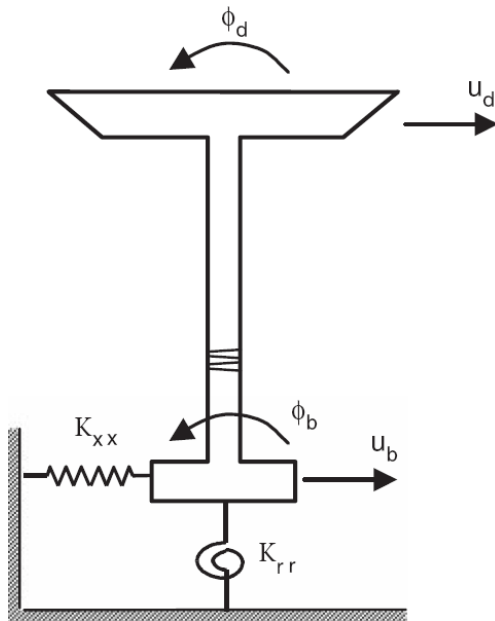
Man kan ta hensyn til kinematisk samvirke ved hjelp av såkalte overføringsfunksjoner som relaterer bevegelsen i grunnen til fundamentets bevegelse. Overføringsfunksjoner kan brukes for å etablere reelle jordskjelvbevegelser som konstruksjonen opplever, ofte referert til som "Foundation Input Motion" (FIM) *ref* /17/. Figur 8-1 viser for eksempel reduksjon av responsspektrum på grunn av kinematisk samvirke i pelefundamenter avhengig av skjærbølgehastigheten $v_{s,30}$, fundamentets minste bredde, B , og bøyestivheten til pelene, EI . En undersøkelse av dataene i denne figuren viser at for typiske egenperioder, T , er reduksjonsfaktoren ganske nær 1,0 i de fleste pelefundamenter. Litteraturen viser at det er en del usikkerhet knyttet til etablering av FIM. Dessuten kreves det spesielle verktøy for slike analyser og effektene er ofte ikke så avgjørende *ref* /5/. Derfor anbefales det at man utelater kinematisk samvirke ved vanlige jordskjelvanalyser i Norge, og benytter dimensjonerende responsspektrum ifølge EC8-1. Kinematiske krefter på peler må likevel tas hensyn til i spesielle tilfeller (se kapittel 10).



Figur 8-1 Reduksjon av responsspektrum på grunn av kinematisk samvirke i pelefundamenter

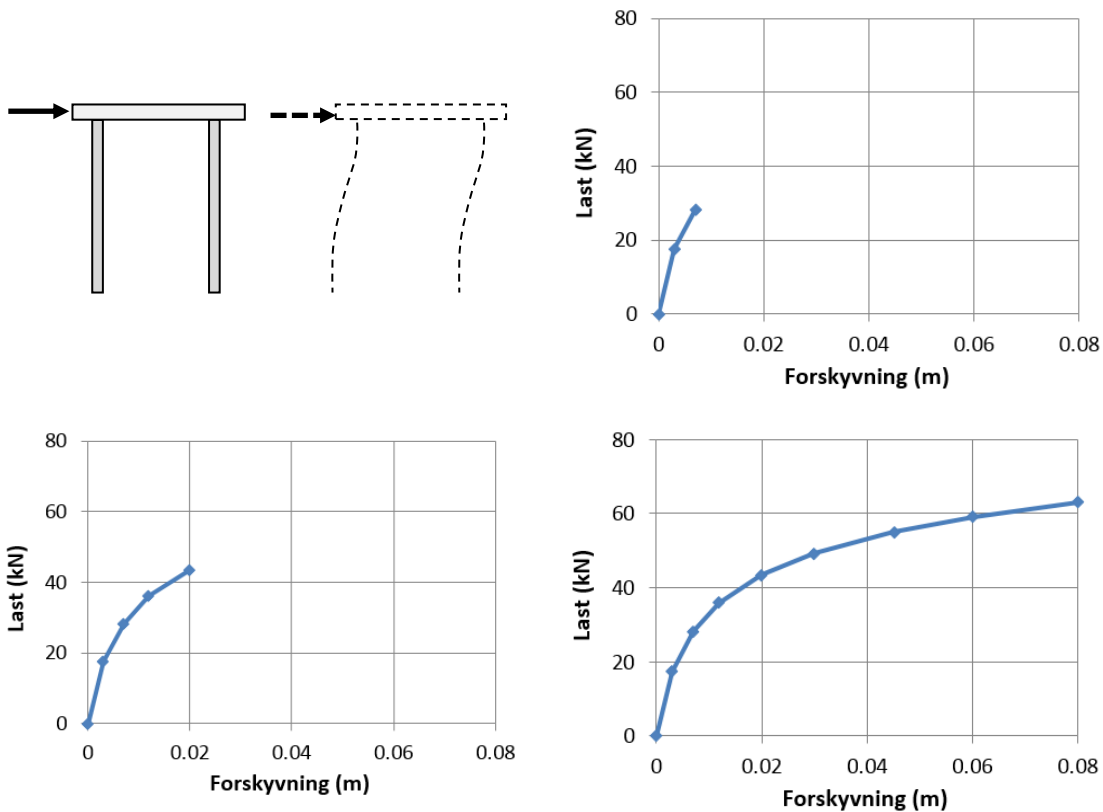
8.2 Fundamentets fleksibilitet

Tradisjonell jordskjelvanalyse av konstruksjoner er basert på antakelsen om at konstruksjonens dynamiske respons og dens treghetskrefter ikke har noe virkning på grunnens bevegelser. Dette gjelder bare når konstruksjonen står på berg eller fast grunn som er mye stivere enn konstruksjonen. I mindre stiv grunn er konstruksjonens respons avhengig av fleksibiliteten til jorda og fundamentet. Dette refereres ofte til som samvirke mellom jord og konstruksjon (SSI). Mens en nøyaktig vurdering av SSI krever avanserte analyser, kan man i praksis ta hensyn til det på en forenklet måte ved hjelp av jordfjærer eller fundamentstivheter som vist i Figur 8-2. Figur 8-2 viser en skjematisk representasjon av en analysemodell av en brusøyle med fundamentstivheter i horisontal retning, K_{xx} , og rotasjon retning, K_{rr} .

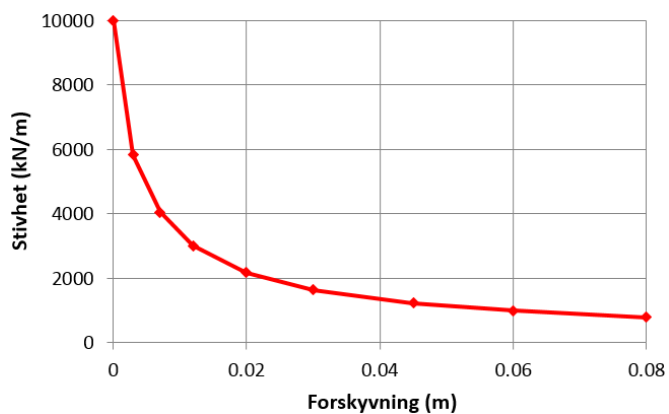


Figur 8-2 Skjematisk representasjon av analysemodell for en konstruksjon med fundamentstivheter i horisontal- og rotasjonsretninger

Fundamentstivheter kan beregnes ved hjelp av avanserte elementmetoder (Finite Element «FE») eller forenklede modeller slik som p-y kurver for peler *ref* /3/. Figur 8-3 viser eksempel på fremgangsmåte for beregning av horisontal fundamentstivhet for en pelegruppe. Ved å sette en økende last på pelefundament kan man etablere en kurve som gir last som funksjon av forskyvning. På grunn av ikke-lineær respons av jord, vil vanligvis last-forskyvning kurven være ikke-lineær som vist i figuren. Ved å dividere last med forskyvning får man ikke-lineær fundamentstivhet som funksjon av forskyvning som vist i Figur 8-4. Stivheten ved små deformasjoner kalles normalt elastisk stivhet. Formler for å beregne elastiske fundamentstivheter er gitt for forskjellige fundamenttyper i kapittel 9.



Figur 8-3 Eksempel på beregning av ikke-lineær fundamentstivhet i pelefundamenter



Figur 8-4 Eksempel på ikke-lineær fundamentstivhet som funksjon av forskyvning

8.3 SSI ifølge Eurokode

EC8-5 spesifiserer at man må ta hensyn til SSI for:

- Konstruksjoner der annenordens effekter ($P-\delta$) er store;
- Konstruksjoner med massive eller dyptliggende fundamenter, slik som broer; offshore senkekasser og siloer;
- Slanke, høye konstruksjoner slik som tårn og skorsteiner; dekket i EC8-6;

- d) Konstruksjoner fundamentert på bløte løsmasser med gjennomsnittlig skjærbølgehastighet mindre enn 100 m/s, som for grunntype S₁.

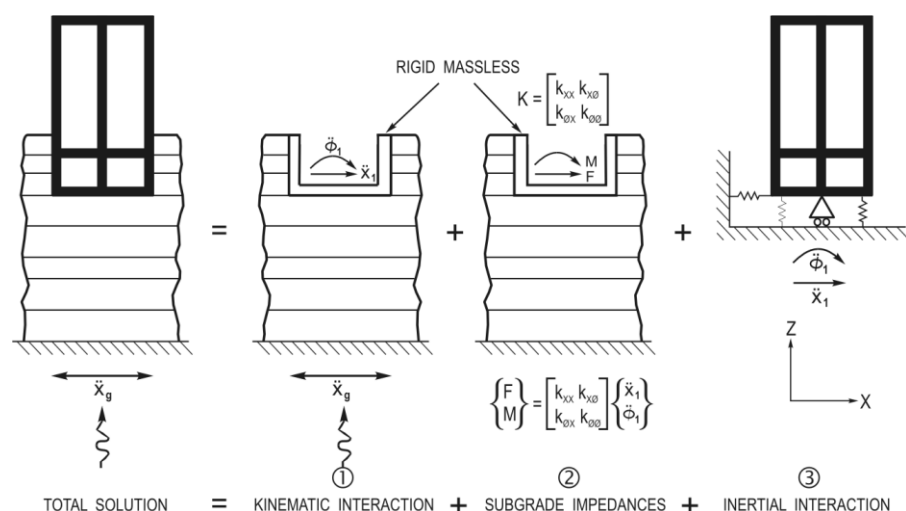
I tillegg skal effektene på pelefundamenter vurderes med hensyn til SSI (se kapittel 10).

8.4 SSI i praksis

I EC8-5 står det ikke noe konkret om hvordan man bør ta hensyn til dynamisk SSI. Nedenfor følger noen råd om hvordan det kan utføres.

Figur 8-5 viser elementene i en vanlig samvirkeanalyse som er kjent som «3-steg metoden». Den delen av analysene som ofte krever RIGs bidrag er steg 2, nemlig vurdering av grunnens fleksibilitet ved hjelp av jordfjærer. Fremgangsmåten kan oppsummeres som følger (NB: som beskrevet i kap. 8.1, kan man ofte utelate steg 1, dvs. kinematisk interaksjon)

- 1) Etablere fundamentstivheter for opplagspunktene til konstruksjonen. Dette kan være fjærer som representerer jorden i kontakt mot bunnplate, jord i kontakt med landkar, støttekonstruksjoner, enkeltpeler, pelegrupper, etc.
- 2) Utføre seismisk analyse som vanlig, men med konstruksjon som er støttet på fundamentstivheter etablert i punkt 1.
- 3) Krefter i opplagspunkter må benyttes ved beregning av krefter og ved kapasitetsjekk av peler eller av jordens bæreevne for platefundamenter og kjellervegger.
- 4) Eventuelt kan punkt 2 gjentas med oppdaterte stivheter (ikke-lineære jordfjærer) som beskrevet i kapittel 8.2.



Figur 8-5 Modell for analyse av samvirke mellom jord og konstruksjon

8.5 SSI analyser for bruer

Ifølge EC8-2, punkt 4.1.4 (2), skal SSI tas hensyn til når fundamentets fleksibilitet bidrar med mer enn 20 % til totalforskyvningen på toppen av brusøyle grunnet en horisontal enhetslast satt i hvilken som helst retning på toppen av søyle.

Denne kontrollen kan utføres ved at fundamentstivhet beregnes av RIG for et fundament, for eksempel ved hjelp av kapittel 9, og RIB bruker denne stivheten i bunnen av en forenklet modell av søylen og setter enhetslasten i toppen av søylen.

8.6 Partialfaktorer ved bestemmelse av fundamentstivheter

Det anbefales ikke å bruke partialfaktorer ved bestemmelse av fundamentstivheter. Det er anbefalt i EC8-2, punkt 4.1.4 (4) at ved tilfeller der det er vanskelig å estimere pålitelige verdier av grunnens mekaniske egenskaper utføres analyser med sannsynlige lave og høye verdier. Høyt estimat av jordstivhet skal benyttes for å bestemme interne krefter og lavt estimat for å bestemme forskyvninger av bruene.

9 Fundamentstivheter

9.1 Jordprofil for beregning av fundamentstivheter

Ved beregning av fundamentstivheter må man benytte jordparametere som er kompatible med jordens tøyning under jordskjelv. EC8-5, punkt 4.2.3 og tabell 4.1 i samme kapittel gir veiledninger og kriterier for valg av tøyningssavhengig skjærmodul, G , og demping i jord for slike beregninger.

9.2 Pelefundamenter

Annex C i EC8-5 gir formler for komponenter i stivhetsmatrisen til enkeltpeler for forskjellige typer av jordprofiler. Stivhetsmatrisen for pelehodet gitt ved K_{HH} (horisontal stivhet), K_{MM} (rotasjonsstivhet) og K_{HM} (kobling av horisontal- og rotasjonsstivhet) er

$$K = \begin{bmatrix} K_{HH} & K_{HM} \\ K_{HM} & K_{MM} \end{bmatrix} \quad (9.1)$$

Pelestivhetene gitt i tabell C.1 i EC8-5 er gyldige for peler som er lengre enn en såkalt aktiv pelelengde $l_{\text{aktiv}} \approx 4l$. Aktiv pelelengde er vanligvis 5-10 ganger pelediameteren d og for et jordlag med konstant E modul kan den estimeres ifølge

$$l_{\text{aktiv}} \approx 2d(E_p/E_s)^{0,25} \quad (9.2)$$

9.2.1 Innspenningslengde og dekoblingspunkt

Fordi noen programvarer for konstruksjonsberegninger ikke kan håndtere matriser med koblingstermer k_{HM} , kan et sett av ukoblede horisontal- og rotasjonsfjærer etableres ved hjelp av et stivt legeme av lengde l , koblet til konstruksjonen ved pelehodet eller i underkant av brusøylen. De ukoblede horisontal- og rotasjonsfjærene kan settes direkte ved den nedre enden (= dekoblingspunktet) av det stive legemet. Legemets lengde beregnes som

$$l = \frac{K_{HM}}{K_{HH}} \quad (9.3)$$

og gir da den ukoblede stivhetsmatrisen

$$K' = \begin{bmatrix} K_{HH} & 0 \\ 0 & K'_{MM} \end{bmatrix} \quad (9.4)$$

Hvor rotasjonsstivheten ved dekoblingspunktet er

$$K'_{MM} = K_{MM} - K_{HH}l^2 \quad (9.5)$$

Lengden l kan bestemmes med formler i tabell C.1 i EC8-5 eller ved hjelp av et beregningsverktøy som Trimble NovaPoint Geosuite Pile group, se *ref* /18/. Dette gjøres ved å sette et moment, M , på fundamentet og beregne forskyvningen, u , og rotasjonen, θ , ved peletoppen. Da er $l = u/\theta$.

9.2.2 Bidrag fra pelehode til stivhet for peler og pelegrupper

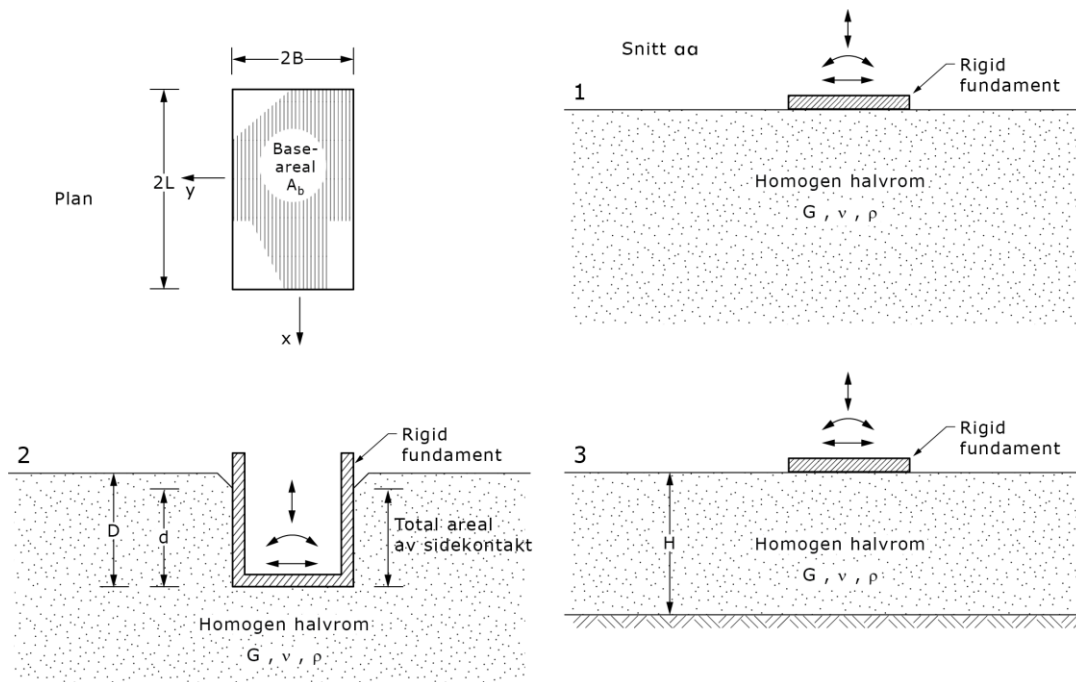
Ofte er en del av pelehodet nedgravd i grunnen og har sidestøtte fra jord som bidrar til stivheten av pelefundamentet. Bidrag fra jord som kan være i kontakt med underside av pelefundamentet er ofte sett bort fra fordi kontakten etter hvert blir svekket på grunn av at jorden setter seg mer enn pelehodet.

Bidrag til pelestivhet fra sidestøtte av jorden på pelehodet som funksjon av forskyvning kan beregnes ved hjelp av en FE modell (slik som Plaxis) på samme måte vist i kap. 8.2 for et fundament.

9.3 Sålefundamenter

Nedenfor følger flere formler for statiske stivheter av sålefundamenter basert på *ref* /4/. Forklaring på parametere som er benyttet i Tabell 9-1 og Tabell 9-2 er vist i Figur 9-1.

Tabell 9-1 gir formler for kvadratiske sålefundamenter på overflaten av et homogent jordprofil. *Ref* /4/ gir også formler for rektangulære sålefundamenter og koeffisienter for å estimere dynamiske stivheter som kan brukes for å beregne jordas tilleggsmasse, såkalt "added soil mass", og geometrisk demping. Man kan se bort fra både tilleggsmasse og geometrisk demping i vanlige SSI analyser.



Figur 9-1 Forklaring på parametere som er brukt i stivhetsformler i Tabell 9-1 og i Tabell 9-2 nedenfor

Tabell 9-1 Formler for statiske stivheter for kvadratiske platefundamenter på overflaten av et homogent jordprofil (etter ref /4/)

Retning	Formel for stivhet
Vertikalstivhet, K_z	$K_z = \frac{4,54GB}{1 - \nu}$
Horisontalstivhet, K_h	$K_h = \frac{9GB}{2 - \nu}$
Rotasjonsstivhet, K_θ	$K_\theta = \frac{3,6GB^3}{1 - \nu}$
Torsjonsstivhet, (vridning rundt vertikal akse) K_t	$K_t = 8,3GB^3$

Tabell 9-2 gir formler for sålefundamenter under grunn.

Tabell 9-2 Formler for statiske stivheter for platefundamenter under grunnen i et homogent jordprofil (etter ref /4/)

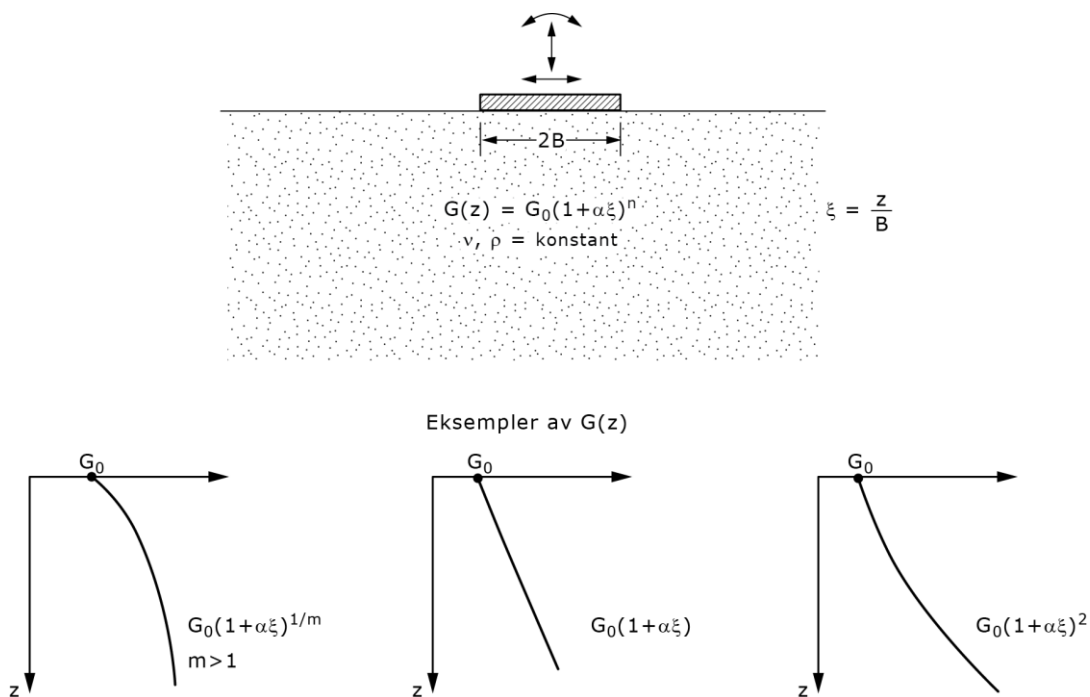
Retning	faktor for å ta hensyn til fundamentets dybde
Vertikal K_z	$F_z = \left[1 + \frac{1}{21} \frac{D}{B} (1 + 1,3\chi) \right] \times \left[1 + 0,2 \left(\frac{A_w}{A_b} \right)^{2/3} \right]$ $K_{z,nedgravd} = K_{z,overflate} \times F_z$ $K_{z,overflate}$ beregnes ved formel i Tabell 9-1. A_w er arealet for de deler av sidene som er i kontakt med jorden. A_b er arealet av undersiden av sålen som er i kontakt med jord. D er dybden fra løsmassenes overflaten til underkant såle. $\chi = \frac{A_b}{4L^2}$
Horisontal K_h	$F_h = \left[1 + 0,15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \times \left[1 + 0,52 \left(\frac{h}{B} \frac{A_w}{L^2} \right)^{0,4} \right]$ $K_{h,nedgravd} = K_{h,overflate} \times F_h$ Hvor $h = D-d/2$. $K_{h,overflate}$ beregnes ved formel i Tabell 9-1. Se også beskrivelse ovenfor av parametere.
Vipping om Horisontal akse K_θ	$F_\theta = 1 + 1,26 \frac{d}{B} \left[1 + \frac{d}{B} \left(\frac{d}{D} \right)^{-0,2} \sqrt{\frac{B}{L}} \right]$ $K_{\theta,nedgravd} = K_{\theta,overflate} \times F_\theta$
Torsjon K_t	$F_t = 1 + 1,4 \left(1 + \frac{B}{L} \right) \left(\frac{d}{B} \right)^{0,9}$ $K_{t,nedgravd} = K_{t,overflate} \times F_t$

9.3.1 Effekt av økende skjærmodul med dybden

Tabell 9-3 angir formler for stivheter for fundamenter på jord med økende skjærmodul med dybden. Figur 9-2 viser de forskjellige parameterne i formlene.

$$G(z) = (G_0(1 + \alpha \cdot \xi))^n \quad (9.6)$$

G_0 er verdien av skjærmodulen ved overflaten. $\xi = z/B$ der z er dybde fra terreng og B er halv bredde av fundamentet, og $n=1$ representerer lineær variasjon av skjærmodulen G med dybden (typisk for NC-leire), $n=0,5$ representerer variasjon av G med dybden (typisk for sand). α definerer hvor raskt G øker med dybden, f.eks. $n=1$ og $\alpha=0$ gir en konstant G med dybden. α er en nyttig parameter for å tilpasse formel (9.6) til en reell variasjon av G med dybden basert på data fra felt/laboratorium. I formel (9.6) kan alternativt m benyttes slik at $n=1/m$ som vist i Figur 9-2.



Figur 9-2 Eksempel på jordprofiler med økende stivhet med dybde (G_0 er verdien av skjærmodul ved overflaten)

Tabell 9-3 Formler for statiske stivheter for platefundamenter på overflaten av et halvrom med økende skjærmodul med dybden (etter ref /4/)

Retning	Formel for stivhet
Vertikal stivhet, K_z	$K_z = \frac{4,54}{1-\nu} G_o B (1 + \alpha)^n$
Horisontal stivhet, K_h	$K_x \cong \frac{9}{2-\nu} G_o B \left(1 + \frac{1}{2} \alpha\right)^n$
Rotasjonsstivhet, K_θ	$K_\theta \cong \frac{3,6}{1-\nu} G_o B^3 \left(1 + \frac{1}{3} \alpha\right)^n$
Torsjon, K_t	$K_t \cong 7,93 G_o B^3 \left(1 + \frac{1}{10} \alpha\right)^n$

9.3.2 Stivheter for sirkulære platefundamenter på homogent lag over berg

Tabell 9-4 viser formler for stivheter for sirkulære platefundamenter på et homogent lag over berg. R representerer radius for fundamentet, H angir dybden på det homogene laget, se Figur 9-1.

Tabell 9-4 Formler for statiske stivheter for sirkulære platefundamenter på overflaten av et homogent lag over berg (etter ref /4/)

Retning	Formel for stivhet
Vertikalstivhet, K_z	$K_z = \frac{4GR}{1-\nu} \left(1 + 1,3 \frac{R}{H}\right)$
Horisontalstivhet, K_h	$K_h = \frac{8GR}{2-\nu} \left(1 + 0,5 \frac{R}{H}\right)$
Rotasjonsstivhet, K_θ	$K_\theta = \frac{8GR^3}{3(1-\nu)} \left(1 + 0,17 \frac{R}{H}\right)$
Torsjonsstivhet, K_t (vridning rundt vertikal akse)	$K_t = \frac{16}{3} GR^3 \left(1 + 0,10 \frac{R}{H}\right)$

9.4 Eksempelberegning av stivheter

9.4.1 Eksempel for beregning av stivheter til en enkelpele

Peletype: 180 mm stålkjernepel med foringsrør 273 mm.

Jordprofil: homogen dyp bløt leire med $c_u^{\text{DSS}} = 20$ kPa, OCR=1, $I_p = 30$ %, $\rho_l = 1800$ kg/m³.

Peledata: $d = 0,273$ m, $E_p = 1,9$ GPa, $I = 0,013$ m⁴; siden tverrsnittet er sammensatt, er E_p en ekvivalent Youngs modul for hele tverrsnittet som gir samme bøyestivhet.

Jordparametere: Ved å bruke formel (4.1) får man $G_{\text{max}} = G_s = 18,8$ MPa som med tverrkontraksjonstall, $\nu = 0,495$ (mettet leire), gir $E_s = 56$ MPa.

Ved hjelp av formler i tabell C.1 i EC8-5 beregnes horisontalstivheten basert på ulike jordprofiler. Jordprofilen i dette eksempelet har en konstant Youngs modul $E_s = 56$ MPa og det

er valgt jordmodell $E=E_s$ i tabell C.1 i EC8-5. Dette gir horisontalstivhet lik $1,08 \cdot (1900/56)^{0,21} \cdot 0,273 \cdot 56 = 35 \text{ MN/m}$.

Pelestivhetene er sammenstilt i Tabell 9-5.

Tabell 9-5 Beregnede komponenter i stivhetsmatrisen for en enkelt pel

$\frac{k_{HH}}{dE_s}$	$\frac{k_{MM}}{d^3E_s}$	$\frac{k_{HM}}{d^2E_s}$
2,3	2,3	-1,3
k_{HH}	k_{MM}	k_{HM}
35 [MN/m]	2,6 [MNm/rad]	- 5,4 [MN/rad]

9.4.2 Eksempelberegning av sålefundament

Horisontalstivhet for et $3 \times 3 \times 1,5 \text{ m}^3$ sålefundament som står 1,5 m under overflaten beregnes som følger:

Skjørmodulen og tverrkontraksjonstallet er som i eksempelet i kapittel 9.4.1, dvs. 19 MPa og 0,495. Det gir en horisontalstivhet for en plate på overflaten

$$K_h = \frac{9GB}{2 - \nu} = \frac{9 \cdot 19 \text{ MPa} \cdot 1,5}{2 - 0,495} = \underline{170 \text{ MN/m}}$$

For å ta hensyn til nedgravd dybdes bidrag til stivheten, beregnes faktoren F_h

$$F_h = \left[1 + 0,15 \sqrt{\frac{D}{B}} \right] \times \left[1 + 0,52 \left(\frac{h A_w}{B L^2} \right)^{0,4} \right]$$

h er avstanden definert som $D - d/2$ i Figur 9-1.

$$F_h = \left[1 + 0,15 \sqrt{\frac{1,5}{1,5}} \right] \times \left[1 + 0,52 \left(\frac{1,5 - 0,75}{1,5} \times \frac{12 \cdot 1,5}{1,5^2} \right)^{0,4} \right] = 2,2$$

$$K_{h, \text{nedgravd}} = K_{h, \text{overflate}} \times F_h = \underline{374 \text{ MN/m}}$$

I dette tilfellet øker stivheten av fundamentet med en faktor på 2,2 på grunn av nedgravningsdybden.

10 Prosjektering av peler og pelegrupper for seismiske laster

Teksten i dette kapitlet er delvis benyttet ved utarbeidelse av kapittel om prosjektering av peler for seismiske laster i Peleveiledningen *ref* /3/.

10.1 Jordskjelvkrefter

Som beskrevet i kapittel 8 er pelefundamenter under seismisk påvirkning utsatt for to typer krefter:

- Krefter på grunn av treghetslaster fra overliggende konstruksjon
- Krefter på grunn av kinematisk interaksjon med omliggende jord

Begge disse kreftene er avhengige av dimensjonerende grunnakselerasjon på overflaten, a_g . Denne akselerasjonen bestemmes av RIG i samarbeid med RIB, basert på lokasjon, grunntype og seismisk klasse av konstruksjonen (se kapittel 5 for bestemmelse av a_g og seismisk klasse).

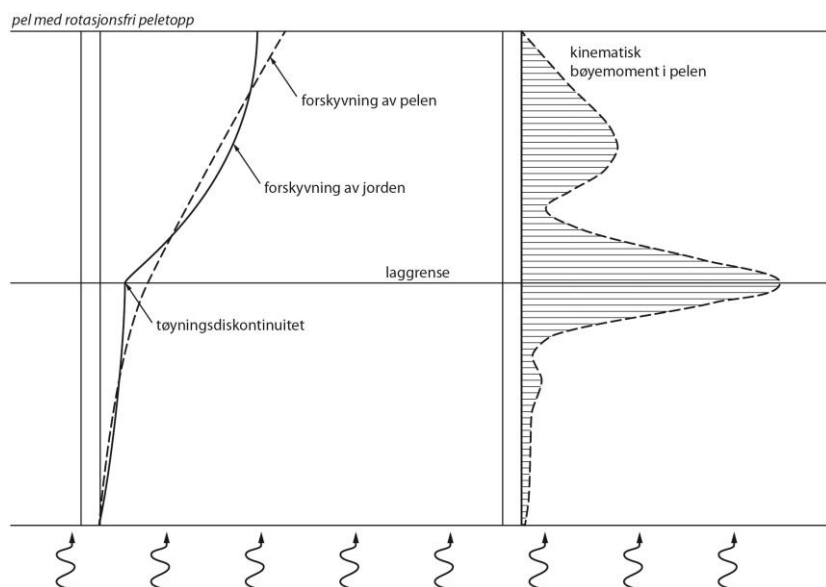
10.1.1 Treghetskrefter

Treghetslastene oppstår når massen av overliggende konstruksjon settes i bevegelse under et jordskjelv. Disse lastene beregnes av RIB med støtte fra RIG, blant annet i valg av grunntype og eventuelt beregning av jordfjærer når det utføres jord-konstruksjon samvirkeanalyse, se kap. 8 og *ref* /3/ kap. 6.2.3. Lastvirkningen i pelene beregnes av RIG, og her kan det benyttes samme metoder og verktøy som for andre påvirkninger (for eksempel vindlast). Lastvirkningen i pelene er ofte størst i eller nær peletopp.

10.1.2 Kinematiske krefter

I tillegg til lastvirkning fra treghet, oppstår det deformasjoner og tilhørende kinematiske krefter i pelen på grunn av seismisk bølgeforplantning i jorda. Begrepet «kinematisk» brukes for å understreke at disse kreftene er direkte relatert til deformasjon i den omliggende jorden. Lastvirkningen i pelen på grunn av dette er helt uavhengig av treghetspåvirkningen, og beregnes av RIG.

De kinematiske kreftene er ofte små sammenlignet med treghetskreftene, med unntak i lagdelt jord når det er stor forskjell i stivhet mellom lagene (typisk ved faktor større enn 3). Figur 10-1 viser en forenklet skisse av deformasjon og kinematisk momentfordeling i en pel som går gjennom et lagdelt jordprofil.



Figur 10-1 Skjematisk illustrasjon av kinematisk lastvirkning på en pel i lagdelt jordprofil

I henhold til EC8-5, punkt 5.4.2 (6)P skal bøyemoment på grunn av kinematisk interaksjon mellom pel og jord kun beregnes dersom begge punktene nedenfor gjelder:

- Jordprofilen er grunntype D (eller E med samme type jord), meget sensitiv leire eller sand som kan gå over i flytefase, og har lagdeling med skarp stivhetsforskjell mellom lagene (grunntype D er i henhold til EC8 jord med skjærbølgehastighet lavere enn 180 m/s, typisk løs sand eller bløt leire).
- Byggestedet ligger i et område med moderat eller høy seismisitet, det vil si der $a_g S$ er større enn 0,1g, og den overliggende konstruksjonen er i seismisk klasse IIIa eller IIIb.

Dersom både a) og b) gjelder, må kinematisk moment beregnes og kombineres med tregghetslastvirkningen i peleprosjekteringen. Kinematisk moment kan beregnes ved omfattende kontinuumsmodeller (for eksempel ref /5/), enkle dynamiske modeller basert på lineære jordfjærer (for eksempel ref /11/), ikke-lineære p-y kurver, eller tilnærmede empiriske uttrykk. Det følgende presenterer en empirisk metode for beregning av kinematisk bøyemoment i jordprofiler med mykt lag over stivere lag ref /11/.

Gitt et mykt lag over et stivere lag (Figur 10-1), kan kinematisk moment i pelen ved overgangen mellom de to lagene estimeres som

$$M = 2E_p \cdot I \cdot \left(\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1}\right) \cdot \gamma_1/d \quad (10.1)$$

hvor E_p = elastisitetsmodul av pel, I = arealtregghetsmoment av peletverrsnittet, d = pelens diameter, ε_p = tøyning i pelen på grunn av jordskjelvet og γ_1 = forventet skjærtøyning i det øverste laget på grunn av jordskjelvet, beregnet som

$$\gamma_1 = \rho_1 \cdot h_1 \cdot a_g \cdot S/G_1 \quad (10.2)$$

G_1 , ρ_1 og h_1 betegner henholdsvis skjærmodul ved små tøyninger, massetetthet og tykkelse av det øverste jordlaget. Skjærmodul for små tøyninger, G_1 , kan beregnes ved hjelp av empiriske

uttrykk for ulike jordtyper (se kap. 4). For eksempel, for normalkonsolidert leire kan formel (4.1) brukes.

Den normaliserte tøyningen i pelen kan beregnes som

$$\left(\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1}\right) = \frac{(c^2 - c + 1) \left\{ \left[3 \left(\frac{k_1}{E}\right)^{1/4} \cdot \left(\frac{h_1}{d}\right) - 1 \right] c \cdot (c - 1) - 1 \right\}}{2c^4 \cdot \frac{h_1}{d}} \quad (10.3)$$

hvor $k_1 = 3G_1$ og c er stivhetsforholdet mellom lagene gitt ved

$$c = \left(\frac{G_2}{G_1}\right)^{0,25} \quad (10.4)$$

G_2 er skjærmodul for små tøyninger i det nedre laget. Typiske verdier av ε_p/γ_1 er fra 0,05 til 0,15.

Kinematiske krefter oppstår også i peletopp dersom pelen er fastholdt mot rotasjon i pelehodet. I dette tilfellet kan kinematisk bøyemoment beregnes som

$$M = \rho \cdot E_p \cdot I \cdot \frac{a_g \cdot S}{G_1} \quad (10.5)$$

Momentet grunnet kinematiske samvirke kan konservativt legges direkte til momentet grunnet treghetssamvirke. Alternativt kan en SRSS-regel ("square-root-of-sum-of-squares") benyttes for å kombinere treghetsmomentet og det kinematiske momentet.

Eksempel 1:

Utstøpt stålrørspel i jordprofil med 10 meter bløt leire over sand. Bergen, grunntype E og seismisk klasse IIIa.

Pel: $d = 0,80$ m; $E_p = 4,5e7$ kPa ; $I = 0,02$ m⁴ (siden tverrsnittet er sammensatt, er E her en ekvivalent E -modul for hele tverrsnittet, som gir riktig bøyestivhet EI)

Lag 1 (leire): $c_u^{DSS} = 10$ kPa ; $I_p = 20$ % ; $\rho_1 = 1800$ kg/m³ OCR = 1,5 ; $h_1 = 10$ m

Lag 2 (sand): $G_2 = 100\,000$ kPa

Seismisk inndata: $a_g S = a_{gR} \cdot \gamma_I \cdot S = 0,55 \cdot 1,25 \cdot 1,6 = 1,10$ m/s² = 0,112g > 0,1 g (EC8-5, kap. 5.4.2 (6)P)

Benytter formel (4.1) for beregning av G_1 i normalkonsolidert leire, som gir $G_1 = 12\,057$ kPa

$c = (100\,000/12\,057)^{0,25} = 1,7$

$k_1 = 3 \cdot 12\,057$ kPa = 36 171 kPa

Setter inn i formel (10.2) og (10.3) og får tøyningene

$\gamma_1 = 0,00154$

$$\left(\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1}\right) = 0,056$$

Til slutt beregnes det kinematiske momentet etter (10.1) som

$$M = 2 \cdot 4,5e7 \cdot 0,02 \cdot 0,056 \cdot 0,00154 / 0,80 = \underline{194 \text{ kNm}}$$

Eksempel 2:

180 mm stålkjernepel med foringsrør 273 mm i jordprofil med 10 meter bløt leire over et lag med 9 ganger stivere jord (for eksempel stiv leire). Bergen, grunntype E og seismisk klasse IIIa.

Pel data: $d = 0,273 \text{ m}$; $E_p = 1,9 \text{ GPa}$; $I = 0,013 \text{ m}^4$ (siden tverrsnittet er sammensatt, er E her en ekvivalent E-modul for hele tverrsnittet, som gir riktig bøyestivhet EI)

Lag 1 (leire): $c_u^{\text{DSS}} = 12 \text{ kPa}$; $I_p = 30 \%$; $\rho_l = 1800 \text{ kg/m}^3$; $h_l = 10 \text{ m}$

Lag 2 (sand): $G_2 = 100 \text{ MPa}$

Seismisk inndata: $a_g S = 0,55 \cdot 1,25 \cdot 1,6 = 1,10 \text{ m/s}^2 = 0,112g > 0,1g$

Benytter formel (4.1) for beregning av G_1 i normalkonsolidert leire, som gir $G_1 = 10\,183 \text{ kPa}$
 $c = 1,77$

$k_1 = 30\,548 \text{ kPa}$

Setter inn i formel (10.2) og (10.3) og får tøyingene

$\gamma_1 = 0,00182$

$$\left(\frac{\varepsilon_p}{\gamma_1}\right) = 0,168$$

Til slutt beregnes det kinematiske momentet etter (10.1) som

$$M = 2 \cdot 1,9e6 \cdot 0,013 \cdot 0,168 \cdot 0,00182 / 0,273 = \underline{47 \text{ kNm}}$$

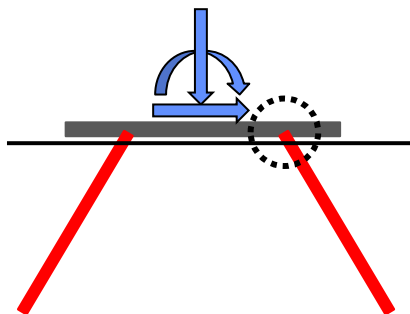
Det må gjøres en kapasitetskontroll av selve stålkjernen. Det kinematiske momentet i kjernen beregnes etter samme formel (10.1), men med EI for stålkjernen.

10.2 Skråpeler

Skråpeler er en utfordring med tanke på seismisk påvirkning, og derfor advarer de fleste standarder mot bruk av skråpeler med mindre spesielle hensyn blir tatt. Årsaken til problematikken er (se også Figur 10-2):

- Mulig tilleggsmoment på grunn av setninger i jorden.
- Mekanismen for horisontalt lastopptak er primært via aksialkrefter i skråpelene. Disse kreftene kan bli uforholdsmessig store. Dessuten reduserer aksialkraft duktiliteten mot brudd.

Det anbefales derfor at horisontallaster ikke tas opp av skråpeler, men for eksempel av jordtrykk mot kjellervegger eller pelehoder.



Figur 10-2 Kritisk sone i skråpel under seismisk påvirkning

Dersom skråpeler benyttes, kan beregning av fundamentstivhet og treghetskrefter utføres med samme verktøy som for vertikale peler. Imidlertid anbefales at skråpeler plasseres og orienteres symmetrisk, og innfestingen av peler utføres enten i henhold til duktilitetskravene i resten av konstruksjonen eller designes for konstruksjonsfaktor $q=1$.

Beregning av kinematiske krefter i skråpeler krever derimot spesielle verktøy som bør ta hensyn til reell bølgeforplantning og dens samspill med pelene. Disse analysene bør derfor utføres av personer med spesialkompetanse innen temaet.

10.3 Beregning av interne krefter i pelegrupper

EC8-5, punkt 5.4.2 3(P) gir retningslinjer for beregning av interne krefter i pelene forårsaket av treghetskrefter. Noen av anbefalingene er nok vanskelige å imøtekomme grunnet mangel på relevant programvare for å ta hensyn til dynamisk pel-til-pel samvirke. Programvare som for eksempel Trimble NovaPoint Geosuite Pile group, se *ref* /18/ håndterer statisk pel-til-pel samvirke, som kreves av EC8-5.

10.4 Sjekkliste for peleprosjektering

1. Velge peletype og dimensjoner (se for eksempel *ref* /3/).
2. Basert på normalisert akselerasjon $a = \alpha \cdot S = (a_g/g) \cdot S$, degraderes skjærmodulprofil ifølge Tabell 4-1 i EC8-5.
3. Hvis en SSI-analyse skal utføres av RIB, etableres pelestivheter ifølge kapittel 9 over.
4. Beregne interne krefter i pelen/pelegruppen grunnet treghetssamvirke med laster fra RIB sine statiske og jordskjelvanalyser ved hjelp av metoder beskrevet i *ref* /3/.
5. Eventuelt etablere oppdaterte pelestivheter for å ta hensyn til ikke-lineær oppførsel av jord for oppdaterte jordskjelvlaster fra RIB og gjenta punkt 2.
6. Beregne kinematiske samvirkekrefter hvis begge betingelsene i EC8-5, punkt 5.4.2 (6)P er gyldige.
7. Kombinere krefter i pelen pga. treghetssamvirke (punkt 4) og kinematisk samvirke (punkt 6).
8. Sjekke pelekapasitet for beregnede pelekrefter.

11 Geoteknisk prosjektering av sålefundamenter for seismiske laster

EC8-5, punkt 5.4.1 i gir bestemmelser og retningslinjer for prosjektering av grunne platefundamenter.

EC8-5, Annex F gir informasjon om hvordan den seismiske bæreevnen for platefundamenter kan kontrolleres. På grunn av lave akselerasjoner i Norge, kan man se bort fra tregghetskrefter på konstruksjonen under terreng og kun sjekke fundamentets bæreevne for kombinasjon av statiske laster og tregghetskrefter i konstruksjonen over terreng.

12 Seismisk prosjektering av støttekonstruksjoner

Designprinsipper for støttekonstruksjoner gjelder forskjellige type konstruksjoner slik som gravitasjonsmurer og spunt, med eller uten innspenning.

EC8-5, punkt 7 angir detaljerte krav for fyllinger bak støttevegger og design av støttekonstruksjoner under jordskjelvpåkjønning. Det stilles også krav til dreneringssystemer og sikkerhet mot liquefaction. Støttekonstruksjoner prosjekteres slik at de beholder sine funksjoner etter designjordskjelvet uten signifikant strukturell skade. I tillegg skal permanente deformasjoner være akseptable ut fra funksjonelle krav. I alle tilfeller, må geoteknisk stabilitet påvises å være tilstrekkelig i henhold til kravene i EC8-5.

I henhold til EC1-1-6, NA.4.13 og i EC0, tabell 2.1, kan det sees bort fra seismiske krefter for midlertidige konstruksjoner dersom de ikke berører eksisterende konstruksjoner eller områdestabilitet. For permanente støttekonstruksjoner skal seismiske krefter inkluderes.

Jordskjelv kategoriseres som en ulykkeshendelse ifølge EC0, og følger derfor tilsvarende praksis som for andre ulykkeshendelser, som for eksempel stagbortfall. I tabell NA.A1.3 i EC0 er det vist at karakteristiske jordparametere og laster brukes i design av konstruksjonen (stag, puter, etc.).

12.1 Analysemetoder for beregning av laster på støttekonstruksjoner

Jordskjelvsrespons av støttekonstruksjoner kan beregnes ved hjelp av to typer analysemetoder:

- i) ikke-lineære dynamiske analyser, for eksempel ved hjelp av FEM, som tar hensyn til samvirke mellom jord og støttekonstruksjon og hydrodynamiske effekter fra vann i løsmassene. Slike analyser krever spesielle verktøy og kunnskap om jordoppførsel under forskjellige dreneringsforhold, og er derfor ikke anbefalt for vanlig design.
- ii) pseudo-statistiske metoder der man bruker ekvivalente statistiske laster for å representere jordskjelvpåvirkning på samme måte som i skråninger. Denne metoden er foreslått i EC8-5, punkt 7.3.2, og er forklart i kapittel 12.1.1.

12.1.1 Pseudo-statisk analyse

Den seismiske påvirkningen i denne type analyse representeres som ekvivalente horisontale og vertikale laster ved hjelp av horisontale og vertikale seismiske koeffisienter k_h og k_v som følger:

$$k_h = \frac{\alpha \cdot S}{r} \quad (12.1)$$

$$k_v = \pm 0,33 \cdot k_h \quad (12.2)$$

hvor $\alpha = a_g/g$, S er forsterkningsfaktor, og r er en parameter som varierer mellom 1,0 og 2,0 avhengig av støtteveggenes mulighet for forskyvning under jordskjelv. Verdier av r er definert i EC8-5, tabell 7.1. Pseudo-statistiske laster defineres ved å multiplisere alle massene (jord og støttekonstruksjon) med seismiske koeffisienter.

Eksempel: Beregning av seismiske koeffisienter for en støttevegg i grunntype B i Oslo i seismisk klasse II.

$$\alpha = a_g/g = \gamma \cdot a_{gR} / g = 1,0 \cdot 0,3 / 9,81 = 0,031$$

$$k_h = 0,031 \cdot 1,35 / 1,0 = 0,042$$

$$k_v = \pm 0,33 \cdot 0,042 = \pm 0,014$$

Fordelen med denne analysemetoden er at ved å inkludere ovennevnte pseudostatistiske laster kan det brukes samme beregningsverktøy og modell som brukes for geoteknisk stabilitet av støttekonstruksjonen, lastfordeling på støttekonstruksjonen og eventuelle stag. Forskjellen er at man må endre jordparametere for å ta hensyn til jordskjelvbelastning som beskrevet i kapittel 2 i denne rapporten. For eksempel, for kohesjonsmaterialer, må man ta hensyn til degradering for å redusere skjærfastheten, og man kan ta hensyn til tøyningshastighet "rate effect" for å øke skjærfastheten. I tillegg bør man kontrollere post-jordskjelv stabilitet ved å fjerne pseudo-statistiske laster og bruke degraderte jordparametere. Hvis fyllmaterialet antas å være drenert, er det ikke behov for en post-jordskjelv-analyse.

12.1.2 Analytisk pseudo-statisk metode ifølge EC8-5

I EC8-5, Annex E er det gitt formel for beregninger av seismisk jordtrykk mot støttekonstruksjoner basert på Mononobe-Okabe metoden med forskjellige modifiseringer avhengig av løsmassenes permeabilitet og grunnvannstand. De ovennevnte seismiske koeffisientene, k_h og k_v , er inndata i disse formlene. Metoden gjelder strengt tatt stive konstruksjoner og jordtrykk fra friksjonsmasser.

Den totale lasten på en støttekonstruksjon (som er antatt å rotere og/eller forskyve seg under jordskjelv), beregnes ifølge formelen

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma^* (1 \pm k_v) K \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (12.3)$$

Videre fremgangsmåte er beskrevet i Annex E i EC8-5

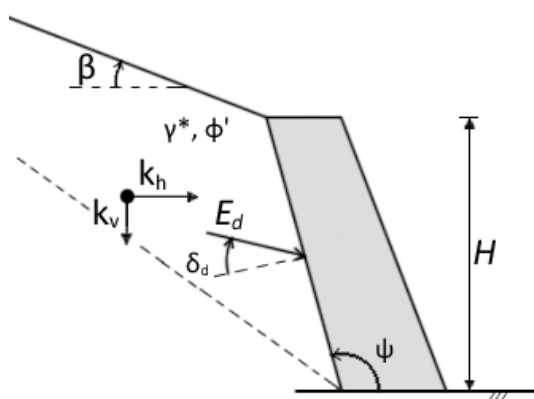
E_{ws} og E_{wd} er henholdsvis statisk og dynamisk porevannstrykk i løsmassene bak støttekonstruksjonen (eller på sjøsiden for kaikonstruksjoner), og γ^* er gjeldende tyngdetetthet. Dersom grunnvannstand ligger lavere enn støttekonstruksjonen er $\gamma^* = \gamma$ (se for øvrig EC8-5 E.5-E.7).

De andre parameterne er forklart i Annex E i EC8-5 og vist i Figur 12-1.

Angrepspunktet til det dynamiske tillegget av jordtrykket (ΔE_d) kan plasseres $0,6 \cdot H$ fra foten av støttekonstruksjonen *ref* /7/.

$$\Delta E_d = E_d - E \quad (12.4)$$

hvor E er statisk jordtrykk med lineær variasjon i dybden.

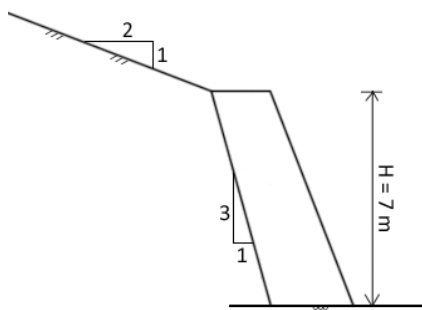


Figur 12-1 Parametre i formelen for jordtrykk fra jordskjelv

Eksempel: Jordtrykk på støttekonstruksjon fra jordskjelv.

En 7 m høy støttemur, som heller mot bakfyllingen 3:1 og med skråningshelning på terreng bak muren 1:2. Grunntype D, Oslo, seismisk klasse IIIa

Forutsetninger: Drenert bakfylling som gir $E_{ws} = 0$, $E_{wd} = 0$ og $\gamma^* = \gamma$. Friksjonsmasser i bakfyllingen og parametre som i tabellen på neste side. Friksjonsvinkel mellom jord og mur er antatt som $\delta_d = 2/3 \phi'_d$.



Figur 12.2 Støttekonstruksjon for eksempel for jordtrykk.

Analyse

Parameter	Verdi
Friksjonsvinkel, ϕ'	42°
Tyngdetetthet jord, γ^*	19 kN/m ³
Jordskjelvkoeffisient horisontalt $k_h = \gamma_l \cdot a_{gR} / g \cdot S / r$	0,070
Jordskjelvkoeffisient vertikalt, k_v	0,023
Materialfaktor, $\gamma_{\phi'}$	1,2
Friksjonsvinkel jord, dim., ϕ'_d	36,9°*
Friksjonsvinkel jord-vegg, dim., δ_d	24,6°
$\tan(\theta) = k_h / (1 - k_v)$, θ	4,11°
Terrenghelning bak mur, β	26,5°
Vinkel mur bak, ψ	108,5°

* dimensjonerende friksjonsvinkel er beregnet fra $\tan(\phi'_d) = \tan(\phi') / \gamma_{\phi'}$

Velger riktig formel for jordtrykkskoeffisient basert på de beregnede vinklene (punkt E.4 i annex E i EC8-5). Setter vinklene inn i formlene (E.2) i EC8-5 og (12.3) ovenfor og får $K = 0,236$ og $E_d = 112,5$ kN/m.

Man skal også beregne E_d med motsatt fortegn for k_v . I dette tilfellet gir dette lavere last.

Ved å sette $k_h = k_v = 0$ kan man beregne jordtrykk uten jordskjelv med de samme formlene. Dette gir $K = 0,166$ og $E = 77,4$ kN/m. Det dynamiske tilleggset fra jordskjelvet gitt i formel (12.4) blir dermed: $\Delta E_d = E_d - E = 112,5 - 77,4 = 35,1$ kN/m

Den statiske delen av kraften E_d settes på $H/3$ og den dynamiske på $0,6H$. Angrepspunktet h for E_d kan dermed regnes ut på følgende måte:

$$h = (E \cdot H/3 + \Delta E_d \cdot 0,6 \cdot H) / E_d$$

$$= (77,4 \cdot 7/3 + 35,1 \cdot 0,6 \cdot 7) / 112,5 = 2,9 \text{ m}$$

12.2 Laster på stive støttekonstruksjoner.

Jord i kontakt med kjellervegger og andre stive støttekonstruksjoner, som for eksempel landkar, utøver et lateralt (dynamisk) tilleggstrykk på veggene. Den dynamiske lasten kan estimeres fra følgende formel:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (12.5)$$

hvor $\alpha = a_g/g$, S er forsterkningsfaktor, γ er jordens egenvekt og H er høyden på vegg. Lasten settes på vegg i en høyde lik $H/2$ og kan distribueres uniformt.

Eksempel: Jordtrykk på en 10 m dyp kjellervegg i grunntype D, med en egenvekt lik 18 kN/m³, i Oslo. Konstruksjonen er antatt å tilhøre seismisk klasse IIIa.

$$\alpha = a_g/g = a_{gR} \cdot \gamma_l / g = 0,3 \cdot 1,25 / 9,81 = 0,038$$

$$S = 1,8$$

$$\Delta P_d = 0,038 \cdot 1,8 \cdot 18 \cdot 10^2 = 123 \text{ kN/m}$$

Det dynamiske tilleggstrykket adderes til statisk jordtrykk

12.3 Ankere

Ankere er omtalt i EC8-5, kapittel 7.4.2. og skal prosjekteres i henhold til likevekt av den kritiske jordmassen under et jordskjelv. Dette betyr at dersom en støttekonstruksjon er forankret i løsmasser skal ankrene ha innfestingssone utenfor bruddsonen. Ankrene skal også ha tilstrekkelig kapasitet til å tilpasse seg de seismiske deformasjonene i grunnen.

Lengde av ankere skal bestemmes til å være lenger enn for ikke-seismiske laster. EC8-5, kap. 7.4.2 (5) oppgir at staglengden L_e kan estimeres med formel (12.6).

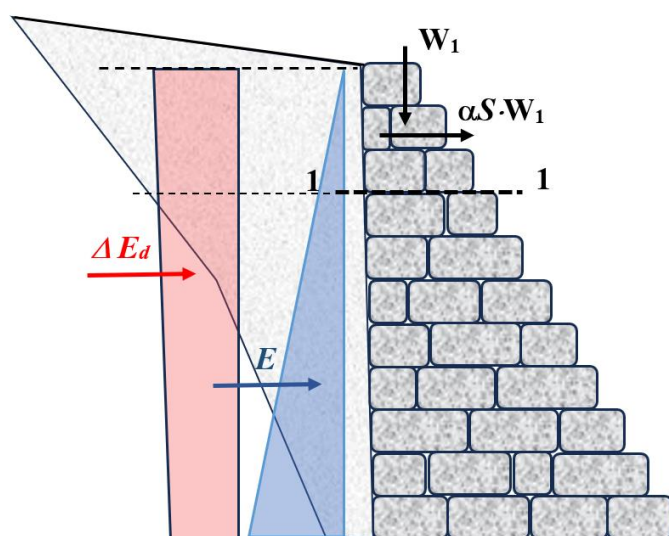
$$L_e = L_s (1 + 1,5 \alpha \cdot S) \quad (12.6)$$

Hvor L_s er ankerlengde for statiske laster. Dersom ankere benyttes i kombinasjon med kjellervegger vil overnevnte retningslinjer også gjelde.

12.4 Tørrmur

I Norge er det vanlig å benytte seg av tørrmurer. Seismisk prosjektering av disse kan utføres med metodene beskrevet over. Jordtrykket kan beregnes som for andre støttekonstruksjoner, men man må velge flere snitt langs muren for å kontrollere sikkerhet mot glidning og velting for laster over hvert snitt. Man må huske å legge til treghetskrefter i stein/mur blokkene i disse kontrollene og konservativ friksjonskoeffisient mellom blokkene bør brukes.

Figur 12.3 viser en tørrmur med statisk jordtrykk, E , og dynamisk tilleggstrykk ΔE_d . Figuren viser også, som et eksempel, et snitt 1-1 med vekten til blokkene over, W_1 , og tilhørende treghetskraft, $\alpha S \cdot W_1$. Glidningsmotstand mot disse 3 horisontale laster er W_1 ganger friksjonskoeffisient mellom steinblokkene. Glidning er mer aktuell enn velting i tørrmurer.



Figur 12-3 Tørrmur med statisk jordtrykk og dynamisk tilleggstrykk; figuren viser også treghetskraften fra jordskjelv på blokkene over et vilkårlig snitt.

12.5 Forskyvninger av gravitasjonsmurer

I tilfeller der det er vanskelig å oppnå tilstrekkelig sikkerhetsfaktor ved metodene beskrevet over, kan man vurdere om funksjonalitetskravene tillater bruk av forskyvning ved prosjektering for jordskjelv på samme måte som i skråninger.

Man kan i slike tilfeller benytte seg av empiriske formler for å beregne horisontalforskyvninger av gravitasjonsmurer. I ref /7/ er det gitt formler for forskyvninger av gravitasjonsmurer og en detaljert beskrivelse av prosjektering av støttekonstruksjoner. Ved bruk av slike forskyvningsbaserte metoder bør det benyttes geoteknisk ekspertise og praktiske erfaringer.

13 Referanser

- /1/ Andersen, K.H. (2015). Cyclic soil parameters for offshore foundation design. The Third ISSMGE McClelland Lecturer. Proc. Frontiers in Offshore Geotechnics III (ISFOG 2015). Taylor & Francis Group, London, ISBN: 978-1-138-02848-7
- /2/ Boulanger RW, Idriss IM. (2015). CPT-based liquefaction triggering procedure. J Geotech and Geoenviron Eng ASCE 2015;142(2)
- /3/ Den Norske Pelekomité, Peleveilendingen 2019, Norsk Geoteknisk Forening, 2019.
- /4/ Gazetas, G. (1990). Foundation Vibrations, Ch. 15, Foundation Engineering Handbook, 2nd ed. Ed Hsai Yang Fang.
- /5/ Kaynia A.M. (1982). Dynamic Stiffness and response of Pile Groups, Research Report R82-03, Dept. of Civil Eng., M.I.T.
- /6/ Kaynia, A.M. og Saygili, G. Predictive models for earthquake response of clay and sensitive clay slopes. Kapittel 18 i *Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology*, Ansal, A. (ed.), Springer, New York, 557-584. 2014.
- /7/ Kramer, S.L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice-Hall Inc., New Jersey.
- /8/ L'Heureux, J.S og Long, M. (2017). Relationship between shear-wave velocity and geotechnical parameters for Norwegian clays, J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.
- /9/ Long, M. and Donohue, S. (2010). Characterization of Norwegian marine clays with combined shear wave velocity and piezocone cone penetration test (CPTU) data. Can. Geotech. J. 47: 709-718
- /10/ Lunne, T., P.K. Robertson and J.J.M. Powell (1997). Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice. Blackie Academic & Professional. London, 1997.
- /11/ Mylonakis G. (2001). Simplified Model for Seismic Pile Bending At Soil Layer Interfaces, Soils and foundation 41(4), 47-58.

- /12/ RIF, Dimensjonering for jordskjelv, Veileder til NS-EN 1998-1:2004. Revidert utgave 2022 ifølge NA:2021. September 2022.
- /13/ Rix, G.J. and Stokoe, K.H. (1992) *Correlation of initial tangent modulus and cone resistance*. Proceedings of the International Symposium on Calibration Chamber Testing, Potsdam, New York, 1991, 351-62, Elsevier.
- /14/ Schnabell, P.B., Lysmer J. og Seed H.B. (1972). SHAKE – A computer program for earthquake response analysis of horizontal layered sites. Rep. EERC 72-12, department of Civil Engineering, Univ. of California, Berkeley.
- /15/ Seed, H.B. og Idriss, I.M. (1970). *Soil moduli and damping factors for dynamic response analyses*. Report EERC 70-10, EERC, Univ. of California, Berkeley.
- /16/ Stewart, J.P. (2000). "Variations between foundation-level and free-field earthquake ground motions," *Earthquake Spectra*, 16 (2), 511-532
- /17/ Veletsos, A.S., and Nair, V.V. (1975). "Seismic interaction of structures on hysteretic foundations." *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 101(1), 109–129.
- /18/ Trimble Construction <http://www.novapoint.com/products/novapoint/novapoint-geosuite>
<https://construction.trimble.com/en/products/novapoint-geosuite> (hentet 2024-10-03)
- /19/ Youd, T.L., og I.M. Idriss (2001). Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *ASCE J. Geotech. & Geoenvironmental Eng.*, Vol. 127, No. 4, April, pp. 297 – 313.



Statens vegvesen
Pb. 1010 Nordre Ål
2605 Lillehammer

Tlf: (+47) 22 07 30 00

firmapost@vegvesen.no

ISSN: 1893-1162

vegvesen.no

Tryggere, enklere og grønnere reisehverdag