

Respons i en etterspent skjærvegg fra jordskjelvlaster

Stian Ravlo

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2013

Hovedveileder: Amir Kaynia, KT

Medveileder: Geir Udahl, Contiga AS

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2013

FAGOMRÅDE: Jordskjelv, dynamikk, oppspente betongkonstruksjoner	DATO: 10.06.2013	ANTALL SIDER: 110
---	------------------	-------------------

TITTEL:

Respons i en etterspent skjærvegg fra jordskjelvlaster

Response in a post-stressed shear wall due earthquake loads

UTFØRT AV:

Stian Ravlo

SAMMENDRAG:

Det ble tatt utgangspunkt i en oppspent veggskive med slakkarmering. Oppgaven gikk ut på å studere hvordan den oppspente armeringen og slakkarmeringen samvirker, når veggskiven utsettes for seismiske påkjenninger.

Spennarmeringen bidrar med stivhet til konstruksjonen, slik at bevegelsene horisontalt i skivens horisontalplan er betydelig lavere enn uten denne. Men en stivere konstruksjon, vil også bli påkjent av større krefter fordi den har begrenset mulighet for deformasjoner. Slakkarmeringen på sin side bidrar med duktilitet til veggskiven. Dersom slakkarmeringen tillates å flyte før spennarmeringen får for høyt spenningsnivå, vil man få en duktil mekanisme i veggskiven. Men hvis dette ikke er mulig, må man dimensjonere slik at spennarmeringen forblir elastisk, for å unngå kollaps av veggskiven.

Det ble funnet at å spenne opp til største tillatte oppspenning, 1360 MPa, ga veldig ulike resultater avhengig av størrelsen på den dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A, a_g . For a_g lik 1.0m/s^2 kollapset veggskiven omtrent samtidig med at tidsserien maksimale akselerasjon inntraff: Veggskiven har for liten evne til deformasjon i forhold til de seismiske påkjenninger. Men ved å sette a_g lik 0.72m/s^2 forble veggskiven elastisk.

Det ble derfor gjort ett parameterstudium der man reduserte oppspenningen til 1000 MPa. For en a_g lik 0.72m/s^2 , var responsen lav i forhold til de spenninger og tøyninger som fulgte av å spenne opp gjengestengene. En økning av a_g til 1.0m/s^2 , og variasjon i mengde slakkarmering ga til slutt spenninger i slakkarmeringen på 350 MPa, og i gjengestengene på 1160 MPa. Responsen i spennarmering virket å være lite påvirket av mengden slakkarmering i modellen. På grunnlag av analysene i denne oppgaven virker det derfor ikke mulig å få til at slakkarmeringen flyter.

Det er dermed vanskelig å få til en veggskive som både har stivhet og har mulighet for en duktil deformasjonsmekanisme. Man må derfor dimensjonere slik at spennarmeringen blir værende elastisk under den seismiske eksitasjonen. Noe den og blir i analysene gjort i denne oppgaven.

FAGLÆRER: Amir M. Kaynia

VEILEDER(E): Geir Udahl

UTFØRT VED: Institutt for Konstruksjonsteknikk

Masteroppgave i konstruksjonsteknikk vår 2013

for Stian Ravlo

Innledning:

Utgangspunktet for oppgaven var ett ønske fra Geir Udahl hos Contiga AS, om å se på hvordan en etteroppspent veggskive oppfører seg i en seismisk situasjon. Under seismiske påkjenninger er det viktig at veggskiven har mulighet til å deformere seg. En etterspent konstruksjon har i så måte motsatt funksjon, da den benyttes for å forhindre store deformasjoner fra for eksempel vindlaster.

Oppgave:

Prinsipper for ikke-lineær analyse beskrevet i NS-EN 1992:1-1:2004+NA:2008 (EC 2) og NS-EN-1998-1:2004+NA:2008 (EC 8) benyttes for å modellere en kontinuerlig veggskive i en tenkt bygning, i Abaqus. Oppgaven er ment å være et konseptstudie og ikke en dimensjoneringsoppgave etter Eurokoder.

Veggskivens design og mål er gitt, og den modelleres med både oppspent armering (i form av etteroppspente gjengestenger) og slakkarmering, direkte på fjell. Ytre påkjenning er i form av ett seismisk akselerogram i tidsplanet. Samsillet mellom oppspent armering og slakkarmering studeres når veggskiven utsettes for den ytre påkjenning. Det sees på hvilke spenninger og tøyninger gjengestengene får under den seismiske belastning, og hvordan oppførselen til disse påvirkes av å modellere inn slakkarmering. Det er ønskelig at både slakkarmering og oppspent armering skal ta skivekreftene, men for effektiv dimensjonering bør slakkarmeringen nå flytning før spennarmeringen får for høyt spenningsnivå.

Muligheten for å benytte de relevante punktene i EC 8 undersøkes.

Oppgaven kan bygges opp på følgende måte:

- Innledende litteraturstudium
 - o Hvordan modellere oppspente betongkonstruksjoner og betong utsatt for dynamiske påkjenninger i Abaqus?
 - Hva har blitt gjort tidligere?
 - Hvilke erfaringer har man opparbeidet seg?
- Bestemmelse av laster på veggskiven
 - o Definerings av akselerogram og responsspektrum
 - o Veggskiven som horisontalt bæresystem i en tenkt bygning
- Beregningsmodellen i Abaqus
 - o Teoretisk bakgrunn
 - o Verifisering
 - o Kjøring av ikke-lineære analyse

Generelt

Oppgaven gjennomføres i samarbeid med Contiga AS.

Kontakt og veileder her er sivilingeniør Geir Udahl.

Oppgaven skal være gjennomført innen den 11. juni 2013

Forord

Denne rapporten er resultatet av min masteroppgave ved Institutt for Konstruksjonsteknikk ved Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet (NTNU). Den er utført over 20 uker og tilsvarer 30 studiepoeng.

Oppgaven gikk ut på å modellere en etterspent veggskive i Abaqus og påføre denne ett akselerogram og studere den resulterende responsen.

Rapporten består av tre deler, ett innledende litteraturstudium for å skaffe oversikt over modelleringsmetode. Deretter følger en del om selve modellen i Abaqus, og tilslutt kjøring av ikke-lineære analyser med diskusjon og konklusjon.

Jeg vil rette en stor takk til sivilingeniør Geir Udahl for hjelp med modellering i Abaqus, og definering av oppgaven. Jeg takker også min hovedveileder ved NTNU, Professor II Amir M. Kaynia, for hjelp og veiledning med utforming av denne rapporten.

Trondheim, 10.juni 2013

Stian Ravlo

Sammendrag

Det ble tatt utgangspunkt i en oppspent veggskive med slakkarmering. Oppgaven gikk ut på å studere hvordan den oppspente armeringen og slakkarmeringen samvirker, når veggskiven utsettes for seismiske påkjenninger.

Spennarmeringen bidrar med stivhet til konstruksjonen, slik at bevegelsene horisontalt i skivens horisontalplan er betydelig lavere enn uten denne. Men en stivere konstruksjon, vil også bli påkjent av større krefter fordi den har begrenset mulighet for deformasjoner. Slakkarmeringen på sin side bidrar med duktilitet til veggskiven. Dersom slakkarmeringen tillates å flyte før spennarmeringen får for høyt spenningsnivå, vil man få en duktil mekanisme i veggskiven. Men hvis dette ikke er mulig, må man dimensjonere slik at spennarmeringen forblir elastisk, for å unngå kollaps av veggskiven.

Opgaven følger kun prinsipper fra EC 2, da skiven er forutsatt å ha lav duktilitet. Siden oppgaven er ett konseptstudie er ikke alle krav i EC 2 fulgt i detalj. Men man har forsøkt å følge prinsipper for bruddgrensetilstand, der dette har vært kompatibelt med modellering i Abaqus, siden jordskjelvlast er ulykkeslast. Det er valgt å snakke om å studere veggskivens oppførsel i en ulykkestilstand, istedenfor en bruddgrensetilstand, siden prinsippene for sistnevnte ikke følges i detalj. Det finnes ingen metode i EC 2 som ser på ett samvirke mellom slakkarmering og spennarmering, slik at man måtte benytte ett parameterstudium for å studere dette nærmere.

Betongens dynamiske oppførsel karakteriseres av reduksjon og gjenvinning av stivhet. Materialmodellen kalt "Concrete Damage Plasticity" tar hensyn til dette, og antar i tillegg at betongen i liten grad er tverrforhindret, slik at bruddmekanismene i betongen er riss i strekk og knusning i trykk. Både "tension stiffening" og "tension softening" modelleres inn i denne materialmodellen. Ved å modellere slik vil betongens oppførsel vil være uavhengig av den innlagte armeringen.

Det ble funnet at å spenne opp til største tillatte oppspenning, 1360 MPa, ga veldig ulike resultater avhengig av størrelsen på den dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A, a_g . For a_g lik 1.0m/s^2 kollapset veggskiven omtrent samtidig med at tidsserien maksimale akselerasjon inntraff: Veggskiven har for liten evne til deformasjon i forhold til de seismiske påkjenninger. Men ved å sette a_g lik 0.72m/s^2 forble veggskiven elastisk.

Det ble derfor gjort ett parameterstudium der man reduserte oppspenningen til 1000 MPa. For en a_g lik 0.72 m/s^2 , var responsen lav i forhold til de spenninger og tøyninger som fulgte av å spenne opp gjengestengene. En økning av a_g til 1.0 m/s^2 , og variasjon i mengde slakkarmering ga til slutt spenninger i slakkarmeringen på 350 MPa, og i gjengestengene på 1160 MPa. Responsen i spennarmering virket å være lite påvirket av mengden slakkarmering i modellen. På grunnlag av analysene i denne oppgaven virker det derfor ikke mulig å få til at slakkarmeringen flyter.

Det kan være behov for en modell der flere av parameterene kan fastsettes med en større grad av sikkerhet, fordi modellen i denne oppgaven inneholder parametere med betydelig variasjon i verdier. Derfor kan man ikke si med sikkerhet at interaksjonen mellom spennarmering og slakkarmering er ikke er mulig, men resultatene tilsier at den ikke er mulig med den nåværende modellen og benyttede parameter-verdier.

Abstract

Post-tensioned concrete walls are used to reduce deformations caused by for instance wind loads. In earthquake resistant design it is crucial that the structure is allowed to deform, to avoid that the forces in the structure become too large. For this reason a post-tensioned shear is completely the opposite of what one want.

The goal of this thesis was to study how a post-tensioned concrete wall behaves during seismic excitations, and in this case the structure cannot be too stiff, because this will cause the structure to collapse. One way to create a more ductile structure is to use rebar which has a lower yield stress and higher ductility. This will create a ductile deformation mechanism in the structure at failure as long as the rebar yields before the tendon reach its fracture stress. If this is not possible one has to design such that the post-tensioned tendons remain elastic during the entire seismic excitation.

A model of post-tensioned concrete wall is created in Abaqus, and the modelling is based on experiences from other researchers, and the EC 2. The post-tensioned concrete wall has properties corresponding to DCL, such that only guidance by EC 2 is given attention. Soil-structure interaction is assumed to be small, since the wall is situated on a very stiff soil.

This thesis does not focus on concrete wall design after Eurocodes, but is rather a concept study. Still, relevant chapters in EC 2 have been used where applicable, in order to make good assumptions were necessary.

To model the dynamic behavior of concrete, the material model Concrete Damage Plasticity in Abaqus is used. It assumes that the concrete has low confining pressure such that the main failure mechanism in concrete are cracking in tension and crushing in compression. Further on, it considers that the behavior of concrete is influenced by stiffness reduction and stiffness recovery. It is recommended for stability of the analysis that the concrete model has some "tension stiffening", and most researchers usually model the entire rebar-concrete-interaction in the material model. This way of modeling make the tendons and rebar behaviour independent of the concrete: The rebar and the tendons do not carry load normal to the cracking plane in the model; this is already incorporated into the material model.

The concrete wall was first excited with an accelerogram with peak ground acceleration of 1.0m/s^2 . The tendons were first post-stressed to 1360 MPa, but this made the structure too stiff so the both the wall and the tendons reached their failure capacity. This analysis was runned without the more ductile rebar. When the peak ground acceleration was changed to 0.72m/s^2 , the concrete wall remained elastic.

Due to the failure of the concrete for a peak ground acceleration of 1.0m/s^2 the post-tensioning stress was reduced from 1360 MPa to 1000 MPa, and the ductile rebar was added to the structure. Varying the amount of rebar in the wall resulted tension stresses in the rebar of 350 MPa and in the tendons 1160 MPa. In this case the concrete wall reached its capacity in tension, tension stiffening included, but since the tendons remained elastic the wall did not collapse.

Based on the results, it is not seen as possible to allow the rebar to yield before the tendons, so one has to design for the tendons to remain elastic in earthquake resistant design.

Innhold

1. Introduksjon	1
Bakgrunn for oppgaven	1
Forskningsspørsmål	2
Begrensninger	2
2. Litteraturstudium	4
Modellering av betongkonstruksjoner i Abaqus	4
”Concrete Damage Plasticity”	4
Betongens dynamiske oppførsel	6
3. Generelt	11
Laster	11
Veggskiven som del av ett horisontalt bæresystem i en bygning	14
Prosjekteringsprinsipper	20
4. Abaqus-modellen	22
Forutsetninger	22
Elementtype og elementstørrelse	23
Betong	24
Concrete Damage Plasticity	24
Betong i trykk	25
Betong i strekk	27
Betongens dynamiske oppførsel	30
Bakgrunn for plastisk oppførsel i betongen	33
Armering	34
Spennarmering	34
Skjærarmering og slakkarmering	37
Demping	38
Analysemetode	38
5. Verifisering av Abaqus-modellen	40
6. Resultater fra ikke-lineære analyser og diskusjon	59
7. Besvarelse av forskningsspørsmål og konklusjon	73
Svar på forskningsspørsmål	73
Konklusjon	76
Videre arbeid	76
Litteraturliste	78
Vedlegg A	81
Vedlegg B	83
Vedlegg C	85

Vedlegg D	91
Vedlegg E.....	94
Vedlegg F	95

Figurliste

Figur 1 Spennings-tøyningssammenheng betong i strekk (4)	5
Figur 2 Spennings-tøyningssammenheng betong under trykk (4)	5
Figur 3 Betong under vekslende trykk (8)	6
Figur 4 "Tension softening" (9).....	7
Figur 5 Delvis av - og pålasting av betong i trykk (10)	7
Figur 6 Betong under vekslende trykk (11)	8
Figur 7 "Tension softening" (15).....	9
Figur 8 Jordskjelv akselerogram	13
Figur 9 Seismiske spektrum	13
Figur 10 Seismiske spektrum	14
Figur 11 Bygningsmodell i Abaqus	15
Figur 12 Bygningsmodell i Abaqus	15
Figur 13 Skivemodell i Abaqus.....	16
Figur 14 Svingeform i bygningsmodell	17
Figur 15 Første svingeform i skivemodell	17
Figur 16 Svingeform	18
Figur 17 Deformasjon av øverste dekke i bygningsmodellen.....	19
Figur 18 Forenklet modell.....	19
Figur 19 Deformasjonsmekanismer (17).....	20
Figur 20 S4R	23
Figur 21 T3D2.....	23
Figur 22 Skivetverrsnitt med armering (3).....	25
Figur 23 Modell av betong under trykk i Abaqus (1)	26
Figur 24 Betong under trykk i EC 2.....	27
Figur 25 Antatt kurve, betong i strekk	28
Figur 26 Betong i strekk i Abaqus	29
Figur 27 Parameteren d_c mot ikke-elastisk tøyning i trykk	31
Figur 28 Parameteren d_t mot ikke-elastisk tøyning i strekk.....	31
Figur 29 Gjenvinning av stivhet.....	32
Figur 30 Flytekriterie i modellen for en plan spenningstilstand (1).....	34
Figur 31 Spennings-tøyningssammenheng for spennarmering i EC 2.....	35
Figur 32 Plassering av spennarmering i skivens plan	36
Figur 33 Spennings-tøyningssammenheng for slakkarmering og skjærarmering i EC 2	37
Figur 34 Sammenligning mellom inngangs - og utgangsverdier i Abaqus – spennings-tøyningssammenheng for betong	40
Figur 35 Sammenligning av inngangs- og utgangsverdier i Abaqus - spennings-tøyningssammenheng for spennarmering.....	41
Figur 36 Plassering av slakkarmering og spennarmering i veggskivens plan.....	42
Figur 37 Plassering av slakkarmering og spennarmering i veggskivens plan.....	42
Figur 38 Vertikale spenninger i betong pga. oppspente gjengestenger.....	43
Figur 39 Aksialspenning i spennarmering pga. oppspente gjengestenger	44
Figur 40 Vertikaltøyning i betong pga. oppspente gjengestenger.....	46
Figur 41 Logaritmisk aksialtøyning i spennarmeringen pga. oppspente gjengestenger	47

Figur 42 Elastisk aksialtøyning i spennarmeringen pga. oppspente gjengestenger	48
Figur 43 Tøyning i spennarmering og betong, komabilitet.....	49
Figur 44 Korrigert tøyning i spennarmering	49
Figur 45 Aksialspenning i slakkarmering pga. oppspente gjengestenger	50
Figur 46 Logaritmisk aksialtøyning i slakkarmeringen pga. oppspente gjengestenger	51
Figur 47 Elastisk aksialtøyning i slakkarmeringen pga. oppspente gjengestenger	52
Figur 48 Redusert elastisitet i strekk (DAMAGET)	53
Figur 49 Spennings-tøyningssammenheng - Betong	54
Figur 50 Nødvendig elementstørrelse	56
Figur 51 Nødvendig elementstørrelse	56
Figur 52 Nødvendig elementtype - skallelement	57
Figur 53 Nødvendig elementtype - aksialstav-element	58
Figur 54 Plassering av slakkarmering og spennarmering i veggskivens plan.....	59
Figur 55 Betongens oppførsel ved DAMAGET lik 0.99	60
Figur 56 Aksialspenning i spennarmering, initielle analyser	61
Figur 57 Aksialtøyning i spennarmering, initielle analyser	62
Figur 58 Redusert elastisitet i betong i strekk, analyse 1a	62
Figur 59 Redusert elastisitet, analyse 1a	63
Figur 60 Redusert elastisitet, analyse 1b.....	63
Figur 61 Redusert elastisitet analyse 1c	64
Figur 62 Redusert elastisitet, analyse 1d.....	65
Figur 63 Redusert elastisitet analyse 1e	66
Figur 64 Redusert elastisitet, analyse 1f.....	67
Figur 65 Redusert elastisitet, analyse 1g.....	68
Figur 66 Aksialspenning i spennarmering, analyse 1c-1g	69
Figur 67 Aksialspenning i slakkarmering, analyse 1c-1g	70
Figur 68 Aksialtøyning i slakkarmering, analyse 1c-1g	70
Figur 69 Aksialtøyning i spennarmering, analyse 1c-1g.....	71
Figur 70 Aksialtøyning og aksialspenning i slakkarmering, analyse 1f	71
Figur 71 Aksialtøyning og aksialspenning i spennarmering, analyse 1f	72
Figur 72 Vertikalspenning og vertikaltøyning i betong, analyse 1f.....	72
Figur 73 Redusert elastisitet, analyse 1f.....	73

Tabelliste

Tabell 1 Materialfaktorer - bruddgrensetilstand.....	11
Tabell 2 Parametere for beregning av dimensjonerende spektrum og horisontalt elastisk spektrum etter EC 8.....	12
Tabell 3 Horisontale fastholdingskrefter bygningsmodell.....	16
Tabell 4 Skjærkraft ved fundamentnivå - bygningsmodell og skivemodell	17
Tabell 5 Punktmasser	17
Tabell 6 Egenperiode	18
Tabell 7 Materialparametere og antagelser for betong.....	24
Tabell 8 Parametere til Figur 24.....	27
Tabell 9 Parametere til Figur 25.....	29
Tabell 10 Parametere for plastisitet i "Concrete Damage Plasticity" (1).....	33
Tabell 11 Materialparametere til Figur 31 (22).....	35
Tabell 12 Materialparametere til Figur 33 (22).....	37
Tabell 13 Vertikalspenning i betong pga. oppspente gjengestenger	43
Tabell 14 Vertikaltøyning i betong og spennarmering pga. oppspente gjengestenger	45
Tabell 15 Likevektsbetraktning.....	52
Tabell 16 Spenninger og tøyninger i betong	54
Tabell 17 Initielle analyser	59
Tabell 18 Videre analyser	64

1. Introduksjon

Bakgrunn for oppgaven

Veggskiver er kjent som horisontale bæresystemer i bygninger. De virker stabiliserende i armerte betongbygninger med horisontale lastpåkjenninger for eksempel fra jordskjelv, men også fra vind og skjevstillingslast. Veggskivene utføres normalt som slakkarmerte skiver, men for høyere bygninger vil det av og til være aktuelt med oppspente sjakter for å ikke få for store deformasjoner i fra for eksempel vindlast.

Antallet gjengestenger og deres oppspenningskraft bestemmer størrelsen på trykkspenningene i betongen. Jo høyere trykk det blir i betongen jo lenger beholder skiven sin initielle stivhet (Stadium 1), og den oppleves derfor stivere. Dette samt mengden energi i jordskjelvet avgjør om det blir strekk i betongen, og en får da riss (Stadium 2). Økt stivhet fører til redusert duktilitet. Dette øker kreftene i skiven som oppstår under seismiske påkjenninger, og dersom oppspenningskraften er for høy vil veggskiven kollapse.

Innføring av slakkarmering i den oppspente veggskiven kan gi skiven økt duktilitet og ekstra styrke. Som man vil se er slakkarmeringen betydelig mer duktil enn spennarmeringen. Den flyter ved omtrent $1/3$ av flytespenningen til spennarmeringen, og har mye større fastning grunnet en høyere dimensjonerende grensetøyning. Denne duktiliteten er det ønskelig å forsøke å utnytte.

Dersom slakkarmeringen tillates å flyte før spennarmeringen får for høyt spenningsnivå, vil man få en duktil mekanisme i veggskiven. I denne oppgaven ønsker man å se nærmere på hvordan en slik oppspent veggskive oppfører seg i en seismisk situasjon, og om ett samvirke mellom slakkarmering og spennarmering er mulig.

Dersom slakkarmeringen når sin flytespenning før spennarmeringen får for høyt spenningsnivå vil dette være oppfylt. Hvis dette ikke er mulig må man dimensjonere slik at spennarmeringen blir værende elastisk i den seismiske situasjonen. I begge tilfeller fører heften mellom betong og armering til at konstruksjonen beholder sin kapasitet selv ved dannelse av riss i strekktilstanden.

Det antas til å begynne med at gjengstengene spennes opp med maksimalt tillatt spennkraft. Det betyr at relaksasjon i spennarmeringen, og kryp og svinn i betongen som fører til tap av spennkraft over tid, er sett bort fra i analysene.

Stivheten og energien i den seismiske eksitasjon vil kunne gi krefter i veggskiven, slik at den kollapser. Derfor kan det være aktuelt å spenne opp armeringen med spennkraft lavere enn den maksimale, for å tillate større deformasjoner i veggskiven.

Dersom det blir riss i betongen, kan fastningen i slakkarmeringen gi en duktil deformasjonsmekanisme i konstruksjonen. For en modal analyse er det i denne sammenheng aktuelt å se på hvordan rissdannelsen i betongskiven er i forhold til å benytte punkt 4.3.1(7) i EC 8. Punktet tar for seg bruken av redusert stivhet i de rissede områder i betongen. På bakgrunn av resultatene fra de ikke-lineære analysene, blir det derfor gjort en vurdering av om redusert stivhet vil gi konservative eller ikke-konservative krefter i konstruksjonen.

En veggskive av armert betong modelleres med oppspente jysede gjengestenger og slakkarmering i Abaqus (1). De oppspente gjengestengene omtales heretter som gjengestenger eller spennarmering. Slakkarmering er den lengdearmering som ikke er oppspent. Veggskiven påføres ett horisontalt akselerogram, som simulerer en seismiske situasjon.

For å gjøre modellen i Abaqus så liten som mulig er det ønskelig å bare modellere veggskiven og ikke hele bygningen den er en del av. For å kunne gjøre dette må man estimere de horisontale krefter som overføres fra resten av bygningen og til veggskiven i en seismisk situasjon.

Etteroppspenningen av veggskiven skjer i tråd med kjent metode: Den formsettes, armeres og støpes med gjennomgående utsparinger som spennarmeringen tres igjennom. Det er vanlig å støpe den ene enden av spennarmeringen direkte inn i betongen. Etter at betongen er tilstrekkelig herdet spennes armeringen opp i motsatt ende med betongen selv som mothold, og låses deretter. Trykkraften overføres direkte til betongen, og den får en trykktøyning, samtidig som spennarmeringen strekkes. Deretter kan man injisere en sementbasert injiseringsmørtel i utsparingene. Dermed etableres det en heftforbindelse mellom spennarmeringen og betongen. Etter dette tidspunktet vil tøyningene i betongen og spennarmeringen være kompatible, det vil si at tøyningssendringene i spennarmeringen og betongen i samme nivå i tverrsnittet vil være like. (2)

Forskningsspørsmål

I oppgaven er det ønskelig å studere om følgende samvirke er mulig, for en gitt seismisk eksitasjon av veggskiven:

”Slakkarmeringen bør nå flytning før spennarmeringen får for høyt spenningsnivå”.

Hva som tilsvarende ”for høyt spenningsnivå” må vurderes etter hvor nærme spennarmeringen er sin bruddspenning i forhold nærme slakkarmeringen er sin flytespenning, for ett gitt tilfelle. Det må bli snakk om å se på en trend, og ikke en konkret grense.

Basert på hva man ønsker å studere i oppgaven er derfor følgende forskningsspørsmål av interesse:

- Hvordan oppfører de oppspente gjengestengene seg under seismisk belastning. Hva er maksimale tøyninger og spenninger i gjengestengene og over hvor store områder har man disse?
- Hvordan påvirkes tøyninger og spenninger i gjengestengene av å benytte slakkarmering?
- Hvordan vil resultatene fra de to punktene ovenfor påvirkes av lengden på den seismiske påkjenning?
- Virker det konservativt eller ikke, å benytte 4.3.1(7) i EC 8 i en modal analyse, sett i forhold til resultatene i de foregående punkter?

Begrensninger

I denne oppgaven utelates følgende:

- Det er utenfor oppgaven å studere jord-konstruksjon-samvirke "SSI", så det er antatt at interaksjonen mellom fjell og skive er liten. Dette kan i så måte utelates uten at det gir store endringer på resultatene.
- Knekning av veggskiven er forutsatt å ikke inntreffe. Betongskiven er fastholdt normalt sitt plan for hver 3m., slik at knekning måtte i så fall forekomme mellom etasjene. Dette er ikke vurdert. Den vil være nødvendig å gjennomføre en knekningsanalyse av veggskiven ved prosjektering av denne, men knekningsanalysen er helt selvstendig og uavhengig av resultatene man kommer frem til i denne oppgaven (3). Armeringsknekning er forutsatt å ikke inntreffe.
- I oppgaven benyttes kun prinsipper etter EC 2 såfremt dette er mulig og hensiktsmessig i modellen i Abaqus. Det er ikke foretatt en konkret dimensjonering av veggskiven for bruddgrensetilstand, da oppgaven er ett konseptstudium og ikke en dimensjoneringsoppgave etter Eurokoder.
- 2.ordens effekter er ikke vurdert. Hvis man finner at det er mulig med samvirke mellom slakkarmering og spennarmering, og konseptet skal utnyttes, må 2.ordens effekter vurderes ved prosjektering av denne veggskiven. Geometriske avvik er ikke vurdert av samme årsak.

Det vil og forekomme mindre utelatelser ellers i oppgaven

2. Litteraturstudium

Det finnes ett større antall avhandlinger om modellering av oppspente konstruksjoner og dynamisk analyse av betongkonstruksjoner der Abaqus har blitt benyttet. Ett sammendrag av noen disse er gitt nedenfor. Det er foretatt mindre referanser til modeller i Abaqus for å avgrense litteraturstudiet til kun å gjelde denne oppgaven. Engelske uttrykk er brukt bevist i dette kapittelet for å henviser direkte til spesielle funksjoner i Abaqus.

Modellering av betongkonstruksjoner i Abaqus

Sinaei et. al (4) modellerte en armert betongbjelke i Abaqus ved å benytte alternativet "Embedded" under "Constraints". Armeringen blir da lagt inn i betongen, og blir da slave og betongen er sjef. Ved en slik modellering er armeringens frihetsgrader bundet til betongens. Elementnettet ble laget like stort for både armering og betong for å sikre at de to ulike materialer deler de samme noder, noe som gir nøyaktighet i resultatene. I analysen ble solidelement C3D8R benyttet for betongen og aksialelementet T3D2 for armeringen. Avhandlingen studerte last-forskyvning-kurven til betongbjelken, trykkspenningen i betongen og tøyningen til armeringen. Det ble funnet at resultatene stemte bra med eksperimentene.

Huang og Kang (5) benyttet Abaqus til å modellere etterspent betong. De modellerte betong med og uten heft til armeringen. I oppgavens tilfelle er det antatt heft mellom betong og armering, slik at kun denne prosedyren blir omtalt her. I likhet Sinaei et.al. (4), ble alternativet "Embedded" benyttet, for å modellere armeringen inn i betongen. For å simulere etterspenningen, ble "Surface-to-surface-contact" benyttet. Her settes først friksjonen lik null mellom betong og armering idet spennkraften påføres, og lik uendelig i etterkant for å modellere heften. Også de benyttet C3D8R for betongen. Bruken av C3D8R gjør at man unngår "shear locking", noe som ville vært ett problem ved full integrasjon. Det ble konkludert med at denne metoden gav gode resultater som samsvarte bra med eksperimenter, og den var den minst tid-konsumerende og beregningsmessig kostbare av metodene benyttet. Aksialstav-elementet T3D2 ble benyttet for armeringen.

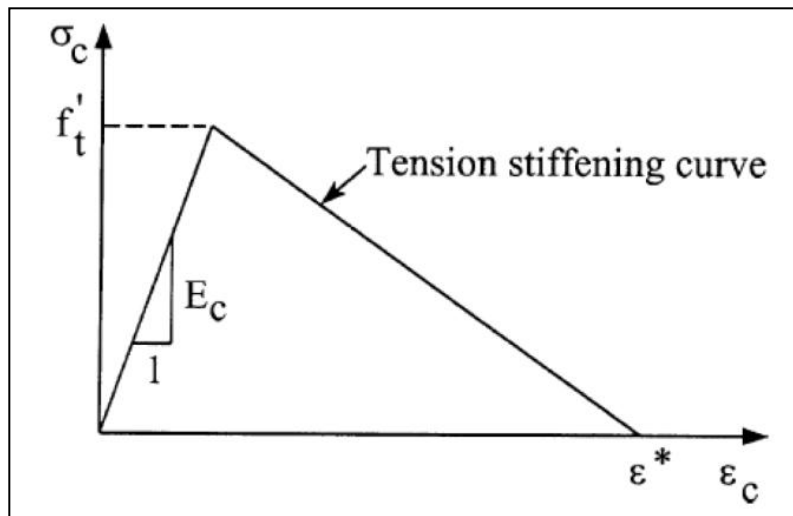
Park et.al. (6) benyttet Abaqus for å prøve å gjenskape resultater for en veggskive utsatt for seismiske eksitasjoner. Resultatene de forsøkte å gjenskape var fra en "shake table"-simulering. Et "shake table" er en konstruksjon med bevegelig bunn, som kan simulere bevegelser i grunnen pga. jordskjelv. Veggskiven ble modellert med skallelementer, og all armering ble modellert ved hjelp av funksjonen "Rebar Layer" i Abaqus.

Resultatene av den dynamiske analysen avvok noe fra resultatene fra "shake table"-simuleringen når det gjaldt numeriske verdier og responsform. Det ble derfor konkludert med at det er nødvendig med en enda finere materialmodell, samt bedre kalibrerte data i denne.

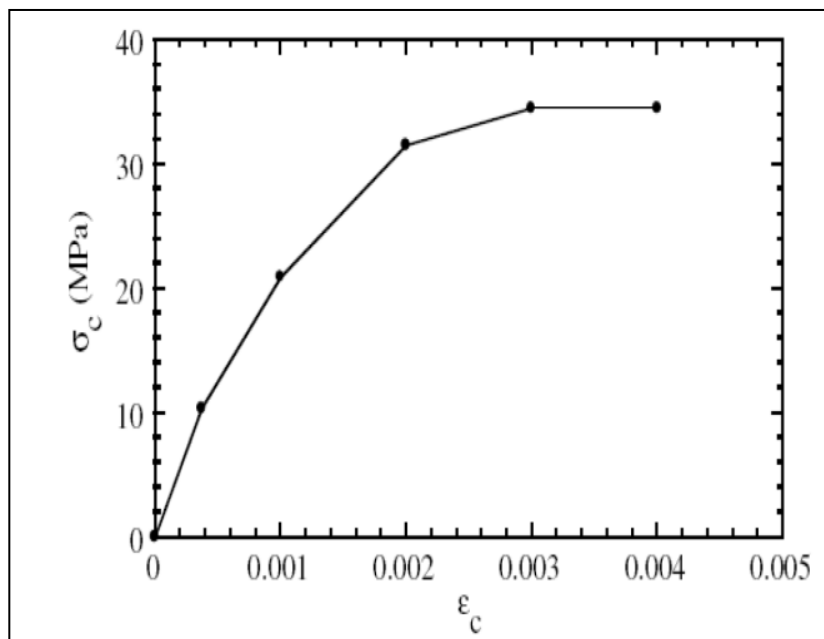
"Concrete Damage Plasticity"

Både hos Sinaei et.al. (4), Kang og Huang (5) og Park et.al. (6) ble materialmodellen i Abaqus kalt "Concrete Damage Plasticity" benyttet til å modellere betongen. For begge de to førstnevnte gav analysene deres resultater som stemte godt overens med eksperimentelle resultater. Men Kang og Huang (5) benyttet ikke alternativene "Tension Damage" eller "Compression Damage" i materialmodellen, og hos Sinaei et. al. (4) ble disse ikke vurdert. Sinaei et.al (4) benyttet kurven i Figur 1 for å modellere "tension softening", og betongen-

armering-interaksjonen, "tension stiffening". Figur 2 viser kurven som ble benyttet for betong under trykk.



Figur 1 Spennings-tøyningssammenheng betong i strekk (4)



Figur 2 Spennings-tøyningssammenheng betong under trykk (4)

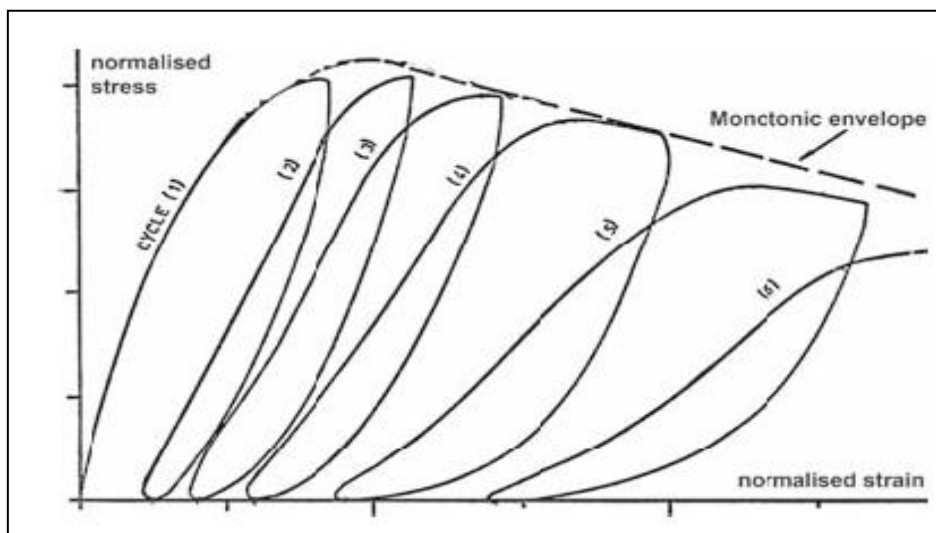
Park et.al. (6) benyttet "Rebar Layer" i Abaqus til å modellere all armering, slik at her ble det kun lagt vekt på å modellere alternativet "Compression Damage" i materialmodellen. Men som kjent stemte de analytiske resultatene dårlig med de eksperimentelle resultatene.

Betongens dynamiske oppførsel

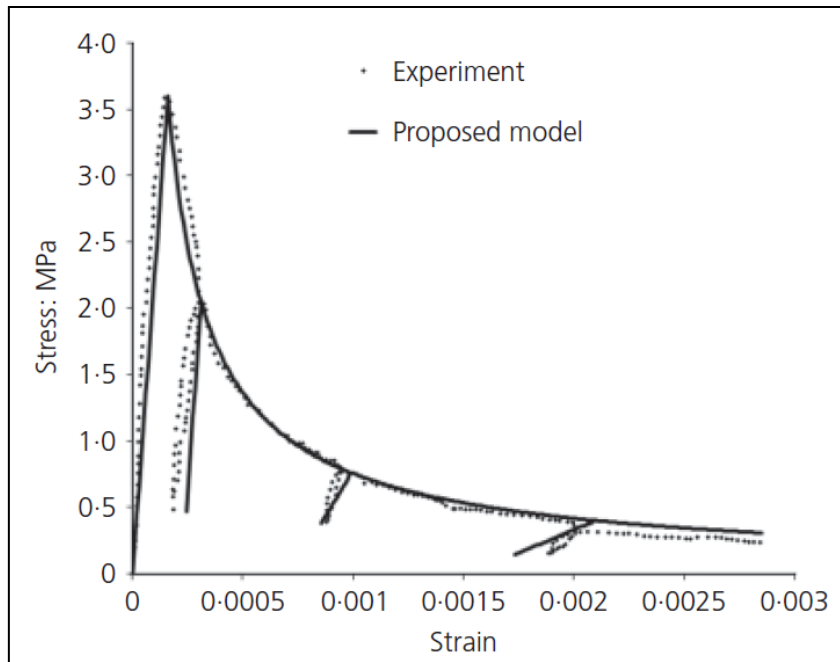
”Concrete Damage Plasticity” tar utgangspunkt i den enaksiale spennings-tøyningssammenheng til betong i strekk og under trykk (1). I dette avsnittet blir det gitt ett sammendrag av hvordan andre har valgt å disse modellere denne sammenhengen for betongen under dynamiske påkjenninger.

I en seismisk situasjon blir en veggskive påkjent av både momenter og skjærkrefter slik at veggskiven får både trykk og strekkspenninger, og skjærspenninger. I denne oppgaven vil betongen modelleres med heft til armeringen, og det har blitt sett at det er vanlig å modellere en armert betongkonstruksjon slik at betongen styrer forskyvningene til armeringen. Dette betyr at utformingen av materialmodellen til betongen vil være avgjørende for hvilke spenninger og tøyninger som oppstår i armeringen.

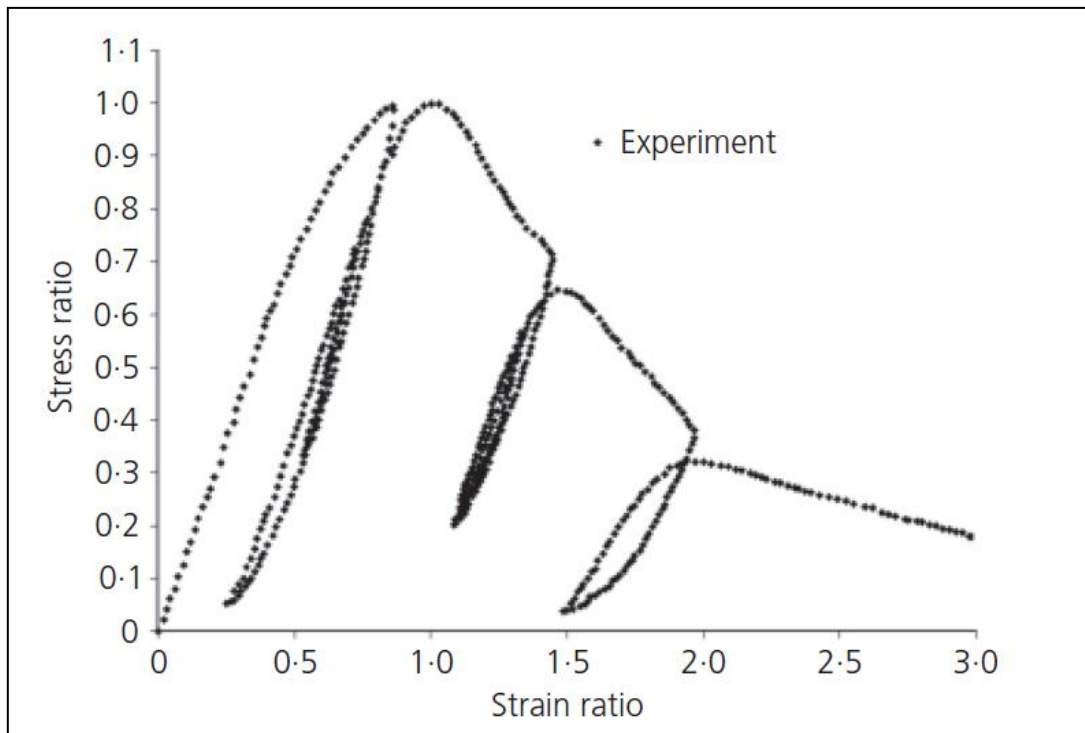
Figurene 3, 4, 5 og 6 viser betongens oppførsel under ulike enaksiale dynamiske påkjenninger.



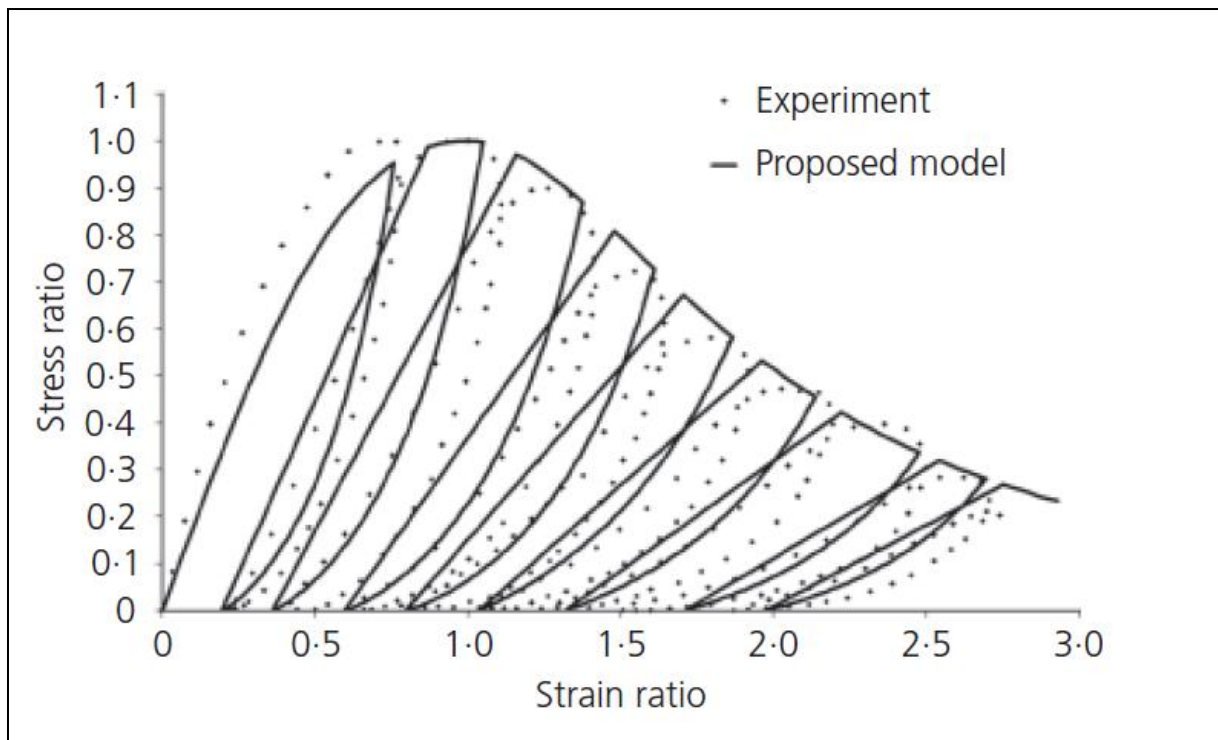
Figur 3 Betong under vekslende trykk (7)



Figur 4 "Tension softening" (8)



Figur 5 Delvis av - og pålasting av betong i trykk (9)



Figur 6 Betong under vekslende trykk (10)

Aslani og Jowkarmeimandi (11) utviklet en hysteresis spenning-tøyning-modell for betong som ikke er tvverforhindret. Målet med avhandlingen var å modellere en betongoppførsel mer i tråd med eksperimentelle resultater. Figurene 3, 4, 5 og 6 ovenfor er ett utdrag av de eksperimentelle resultater som de benyttet for å verifisere og kalibrere sin modell. Disse resultatene er hentet fra eksperimenter gjort av Sinha et.al (10), Bahn og Hsu (9), Karsan og Jirsa (7), og Yankelewsky og Reinhardt (8).

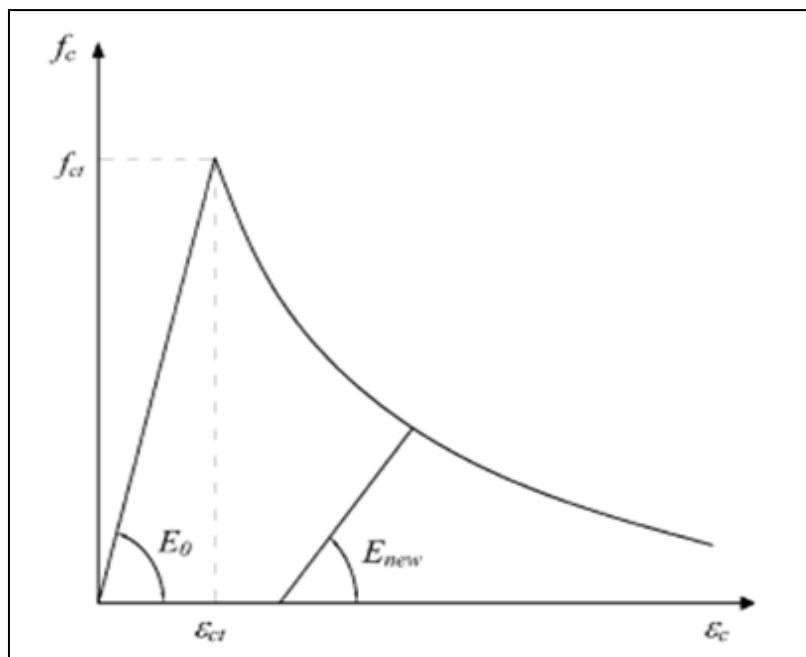
I sin Abaqus-modell benyttet Aslani og Jowkarmeimandi (11) UMAT ("User-defined mechanical behaviour") i Abaqus, som gjør det mulig for brukeren å programmere en egen materialmodell (1). Abaqus gir advarsel om at bruk av UMAT krever omfattende kunnskaper om modellering og eksperimentell testing (1). Til tross for betongens komplekse oppførsel, ble det funnet at resultatene fra modellen stemte bra overens med eksperimenter gjort med ulike sykliske påkjenninger på betongprøver (11).

Aslani referer til Kwon (12) som mener at den største ulempen med flere av dagens modeller er at de fokuserer mer på konsept enn praktisk anvendelse, og har derfor begrenset praktisk interesse. Videre refereres det til Sima et.al. (13) som kan fortelle at plastisitetsmodeller og bruddmekaniske modeller er funnet å modellere oppførselen til betong ganske eksakt. Men det viser seg at modellene har begrensede applikasjoner på grunn av at modellene er avhengig av inngangsparametere som ofte ikke er tilgjengelige.

Karsan og Jirsa (7) gjorde forsøk med betongprøver med sylindertykkfasthet fra 24 til 35 MPa med ulike lastpåkjenninger. De fant ut at den foregående lasthistorie hadde stor betydning for resultatene (Figur 3). Det er allment akseptert blant de fleste forskere at den monotone kurve i Figur 3 er en konvolutt for syklisk pålastning under trykk. (11)

Figur 4 viser det som kalles "tension softening" for betong i strekk. Og det antas som regel at dette kan modelleres lineært eller polylineært (11).

Sima et.al (13) antok kurven i Figur 7, gitt av Oliver (14) for å modellere "tension softening". Den baserer seg på bruddenergien til riss (G_f), strekkapasiteten til betongen (f_{ct}), og "karakteristisk lengde" i elementmodellen. Sistnevnte skal gi resultater fra analysene som ikke er elementnettavhengige (14).



Figur 7 "Tension softening" (14)

Kurven gjelder for betong uten armering, men det er mulig å ta hensyn til betong-armering-interaksjonen, "tension stiffening", gjennom en tilstrekkelig justering av bruddenergien (13).

I noen tilfeller modelleres betongens oppførsel etter nådd strekkfasthet som sprø, med ett uavbrutt fall av spenning til null, som da tilsvarer ett perfekt sprøtt materiale. Men denne forenklingen passer ikke med de eksperimentelle resultater. (11)

Av Figurene 3,4 ,5, 6 ser man at avlastningskurven både i trykk og strekk har en endring i stivhet. Pålastningskurvene i trykk synes å være mer eller mindre lineære opp til kurven krysser den tilhørende avlastningskurven. Avlastningskurven, derimot, viser en økende konkav oppførsel mot økende tøyning. Tøyningforholdet, strain ratio, som det henvises til i Figur 6 er forholdet mellom tøyningen ved avlastning og den tilhørende plastiske tøyningen.

I strekk er det mindre forskjell mellom avlastningskurvene og pålastningskurvene og de er mer eller mindre lineære under hele lastforløpet. På- og avlastningskurvene i strekk modelleres som regel lineære (11).

I tillegg til reduksjon av elastisitet, er gjenvinning av stivhet ved vekslende trykk- og strekkpåkjenninger, helt essensielt å ta høyde for i en seismisk situasjon (15). Begge deler er mulig å modellere inn i "Concrete Damage Plasticity" (1).

Det er og funnet behov for å modellere delvis av- og pålastning av betongprøvene som ikke-lineær for å kunne illustrere betongens oppførsel i trykk eksakt (11), som vist i Figur 5. Da det antas ett lineært av – og pålastningsforløp i modellen ”Concrete Damage Plasticity” (1), er dette ikke belyst her. Det henvises til Aslani og Jowkarmeimandi (11) og Sima et.al (13) for utdypende informasjon om dette.

3. Generelt

Selv om oppgaven ikke er en dimensjoneringsoppgave etter EC 2 og EC 8, benyttes prinsipper herifra i det følgende kapittel, fordi det må gjøres en del antagelser. For ikke-lineær analyse etter EC 8 er kravet dimensjonering med middels duktilitet (DCM) (16), og siden det er antatt at veggskiven har lav duktilitet, er det i all hovedsak prinsipper i EC 2 som benyttes. Ved benyttelse av lav duktilitet blir kreftene vesentlig større enn om man benyttet høyere duktilitetsklasser, da disse har evne til større energiabsorpsjon (16).

Materialfaktorer

Materialfaktorene gitt i NA.2.4.2.4(1) i EC 2 antas for veggskiven. Disse er gjengitt i Tabell 1.

Tabell 1 Materialfaktorer - bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstand	
Spennarmering	1.0
Armeringsstål	1.0
Betong	1.2

Lastfaktorer

Siden man ikke ønsker å modellere en hel bygning med veggskiver, må man estimere de krefter som overføres fra resten av bygningen og til veggskiven i en seismisk situasjon. Dette modelleres forenklet ved at en del av massen til resten av bygningen modelleres inn i en enkelt veggskive. Massen antas å være permanent og siden jordskjelv er ulykkeshendelse (17), benytter man lastfaktor 1 etter Tabell NA.A.1.3 i EC 2.

Laster

Dimensjonerende spektrum for elastisk analyse etter EC 8 (Dimensjonerende spektrum)

Tabell 2 gir parameterverdiene for beregning av dimensjonerende spektrum for elastisk analyse etter EC 8. Dette blir i oppgaven kalt dimensjonerende spektrum. Her finner man og parametere for å beregne horisontalt elastisk spektrum etter EC 8. Fra Figur NA.3(901) i EC 8 er det valgt en spissverdi for berggrunnens akselerasjon, a_{g40HZ} , på 0.90 m/s^2 . Den seismiske faktoren er antatt lik 1.0. Det dimensjonerende spektrum er vist i Figur 9, og horisontalt elastisk spektrum er vist i Figur 10.

Tabell 2 Parametere for beregning av dimensjonerende spektrum og horisontalt elastisk spektrum etter EC 8

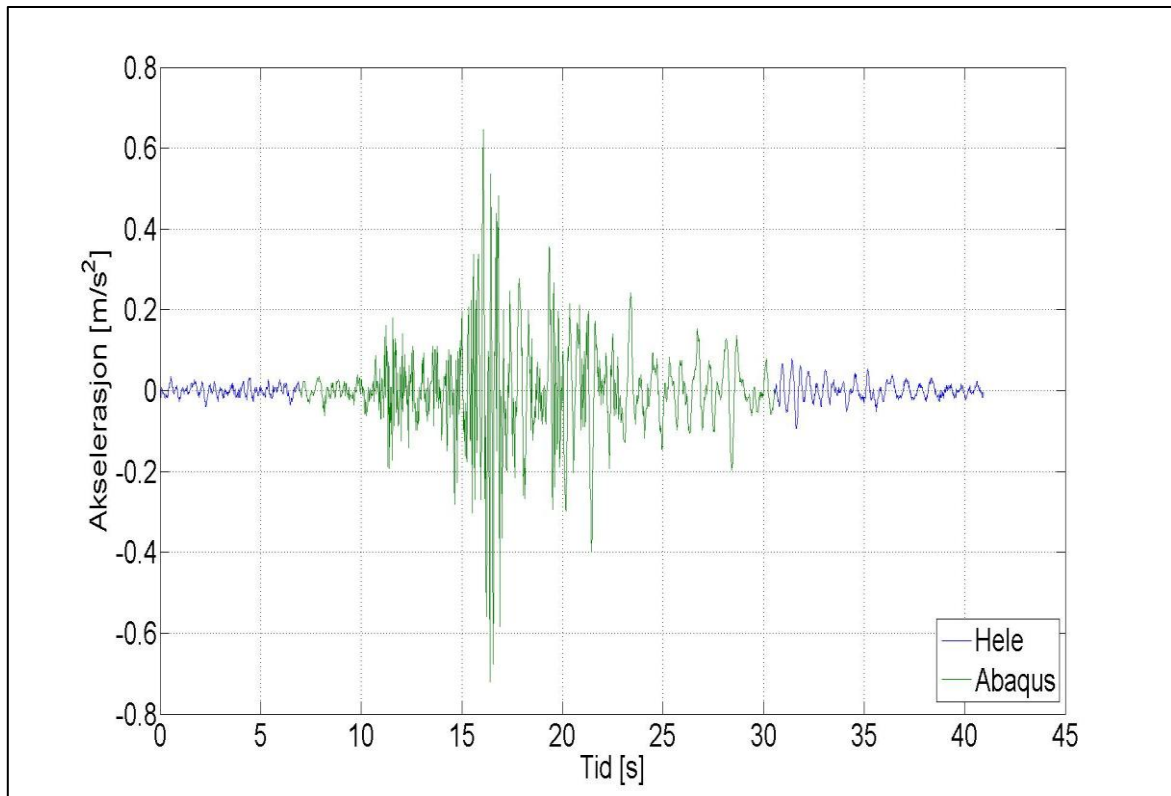
Grunntype	A
Forsterkningsfaktor, S (Grunntype A)	1
Spissverdi for berggrunnens akselerasjon, a_{gHz40}	0.90 m/s ²
Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon, $a_{Gr} = 0.8 * a_{g40Hz}$	0.72 m/s ²
Seismisk klasse	I
Seismisk faktor, γ_1	1,0
Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A, $a_g = \gamma_1 * a_{Gr}$	0.72
Konstruksjonsfaktor, q	1.5
ξ	0.05

Jordskjelv akselerogram

Veggskiven blir eksitert av ett jordskjelv akselerogram, heretter kalt akselerogram eller tidsserie, som vist i Figur 8. Akselerogrammet er fra jordskjelvet Nahani, i Canada, og gitt av veileder NTNU, Proffesor II, Amir M. Kaynia (18). Tidsserien er skalert i frekvensdomene slik at dens spektrum (pseudo-akselerasjonsspektrum) stemmer forholdsvis bra med EC 8 sitt horisontale elastiske spektrum med a_g lik 0.72 m/s² (18).

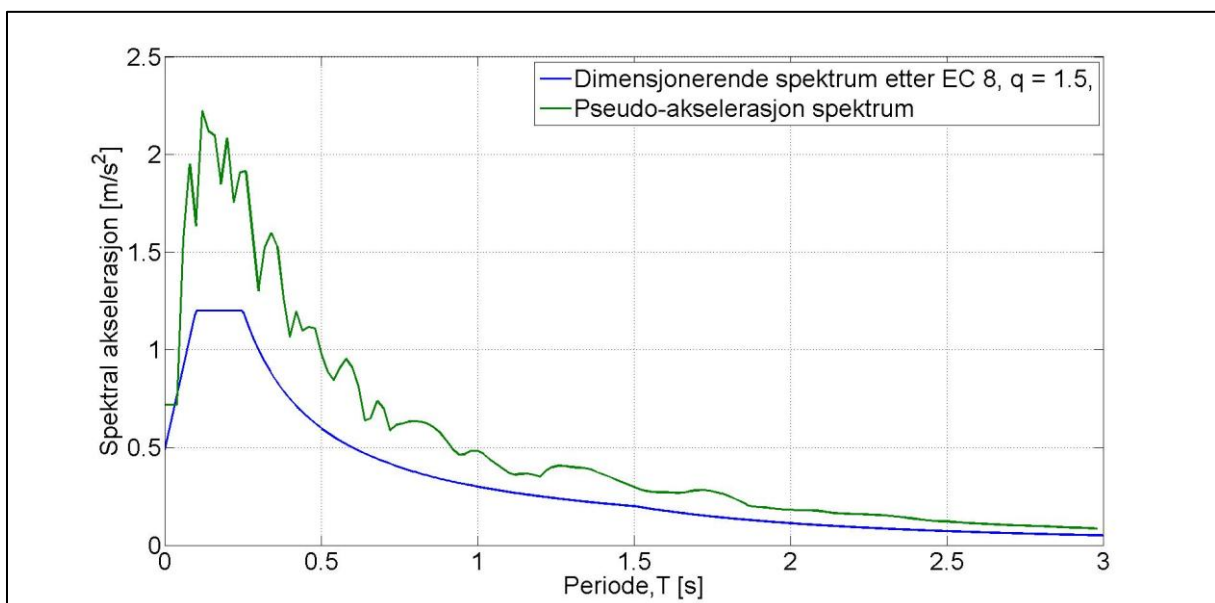
For å begrense kjøretiden, er det antatt at det er til strekkelig å kun benytte deler av akselerogrammet som vist i Figur 8. Utdraget er kalt Abaqus, og er bestemt i samråd med veileder Geir Udahl ved Contiga AS (3). Det gjøres en vurdering i Kapitt 6 på hvordan det ville påvirket resultatene å benytte hele tidsserien.

Dersom man beregner spektral-akselerasjonen til hele tidsserien i Figur 8, skal denne fluktuere omkring det horisontale elastiske spektrum i EC 8 beregnet med de verdier antatt i Tabell 2. Spektral-akselerasjonen til hele tidsserien vil i resten av oppgaven omtales som pseudo-akselerasjon.

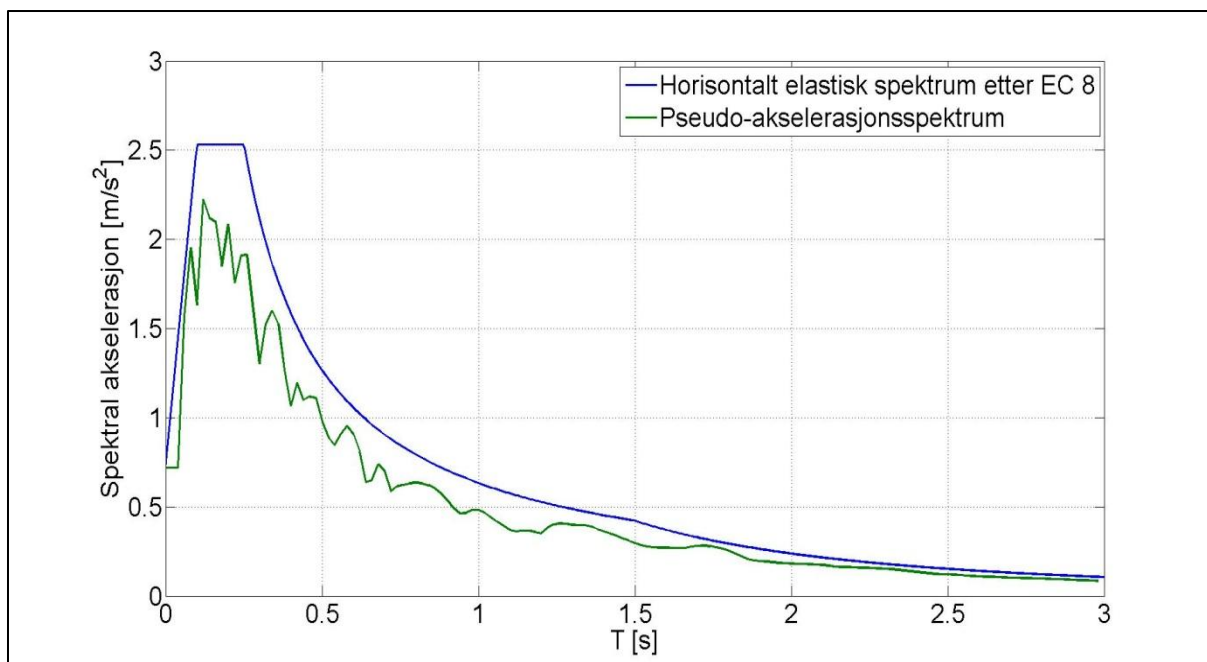


Figur 8 Jordskjelv akselerogram

For å finne pseudo-akselerasjonen benyttes `response_spectrum.m` i Matlab (19), laget av Hovland (20), der dempingsforholdet er satt til 0.05 (5 %). Skriptet er gitt i Vedlegg A, og resultatet er gitt i Figur 9 sammen med det dimensjonerende spektrum, og i Figur 10 sammen med det horisontalt elastiske spektrum



Figur 9 Seismiske spektrum



Figur 10 Seismiske spektrum

Beregningene av både horisontalt elastisk spektrum etter EC 8 og pseudo-akselerasjonsspektrumet benytter ett dempningsforhold lik 0.05. For å beregne det dimensjonerende spektrum benyttes en konstruksjonsfaktor, q , og ikke ett dempningsforhold. Derfor stemmer horisontalt elastisk spektrum bedre med pseudo-akselerasjonsspektrumet enn det dimensjonerende spektrum gjør.

Veggskiven som del av ett horisontalt bæresystem i en bygning

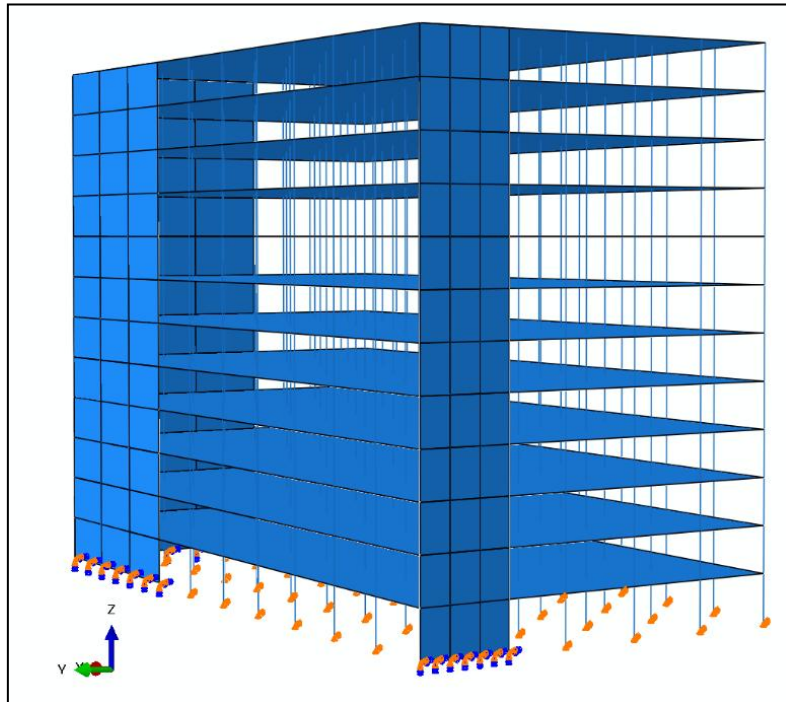
Det er ikke ønskelig å modellere en hel bygning med veggskive(-r), men kun en enkelt veggskive i Abaqus. Det er derfor nødvendig å estimere de krefter som overføres fra resten av bygningen til veggskiven i en seismisk situasjon. Som en forenkling sier man at en del av massen til bygningen overføres fra bygningen til veggskiven, og man må derfor estimere denne massen.

Det gjøres ved at hele bygningen, heretter kalt bygningsmodell, og en modell av en enkelt veggskive, heretter kalt skivemodell, modelleres i Abaqus. Heretter kalles skiven i bygningsmodellen som tilsvarer skiven i skivemodellen, for Skive A, (Figur 11) og skiven i skivemodellen kalles Skive B (Figur 13).

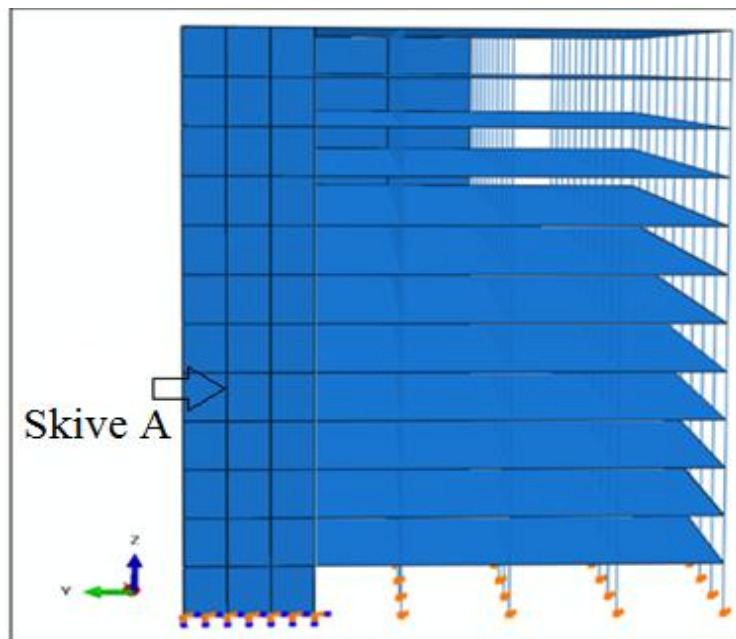
Det gjennomføres så en modal analyse med det dimensjonerende spektrum som last, for begge modeller. Massen som overføres fra bygningen til skiven, modelleres som punktmasser i skiven. Ett realistisk estimat av punktmassene finnes når Skive A og Skive B har lik skjærkraft ved fundamentnivå. Bygningens dimensjoner ble gitt av veileder (3) og er gjengitt i Vedlegg B. Her finner man også de nødvendige materialparameterene, og bygningens og veggskivens masse. Det er ikke lagt noe vekt på kriterier gitt i EC 8 for bygningen i bygningsmodellen.

Bygningen er modellert som vist på Figur 11, og Figur 12, med stålsøyler, og veggskiver og dekker i betong. Søylene er ment å kun holde på plass taket. Skiver og søyler er leddet til

dekkene fordi fast innspenning ikke er en realistisk og økonomisk gunstig utforming i virkeligheten (3). Alle komponenter er modellert som leddet til grunnen. Søylene ble modellert som lineære bjelker, og dekkene og veggene som lineære skallelementer. Det ble ikke sett på elementkonvergens, men det ble benyttet samme elementstørrelse både for skivemodellen og bygningsmodellen.



Figur 11 Bygningsmodell i Abaqus



Figur 12 Bygningsmodell i Abaqus

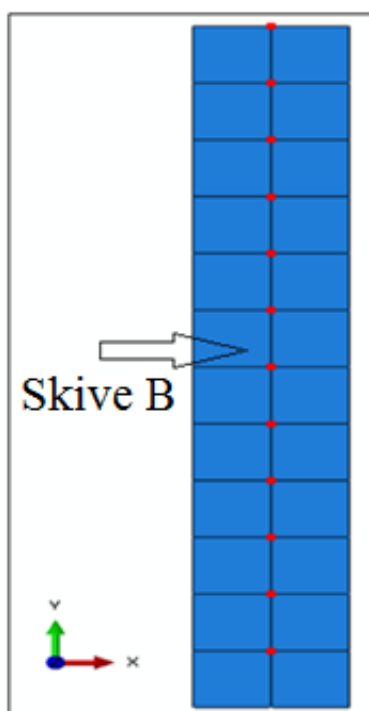
En kontroll av nødvendig antall svingeformer i den modale analyse etter EC 8 er gitt i Vedlegg B.

For at skivene i bygningen skal det ta det meste av horisontallasten, reduseres E-modulen til søylene slik at den totale horisontale fastholdingskraft ved søylenes føtter er liten sammenlignet fastholdingskreftene i skivene. En reduksjon av søylenes E-modul på 50 % gav horisontale fastholdingskrefter for alle søyler og Skive A som vist i Tabell 3.

Tabell 3 Horisontale fastholdingskrefter bygningsmodell

Komponent	Horisontale fastholdingskrefter
Skive A	1110kN
For alle søyler	83kN

For ett mest konservativt anslag på horisontale fastholdingskrefter for alle søyler fant man største horisontale fastholdingskraft i en søyle og multipliserte denne med antall søyler. Søylen tar en veldig liten andel av skjærkreftene, og man kan si at en øvre grense for hva Skive A skal bære av bygningens masse er halvparten av massen til bygningen. Dermed har man en kontroll på om de verdier man finner for punktmassene er realistiske. Betegnelsen øvre grense benyttes fordi de to veggskivene på byggets kortsider(Figur 11) hadde tatt halvparten av massen til bygningen hver, hadde de vært like store. Men siden Skive A har mindre dimensjoner (Figur 11), skal den ikke ta så mye som halvparten av massen til bygningen.



Figur 13 Skivemodell i Abaqus

Ved å variere verdien av punktmassene i skivemodellen fant man til slutt at punktmasser på 330 000kg gav omtrent samme skjærkraft ved fundamentnivå som i Skive A (Tabell 4). Kontroll av nødvendig antall svingeformer i den modale analysen til skivemodellen, er gitt i Vedlegg B.

Tabell 4 Skjærkraft ved fundamentnivå - bygningsmodell og skivemodell

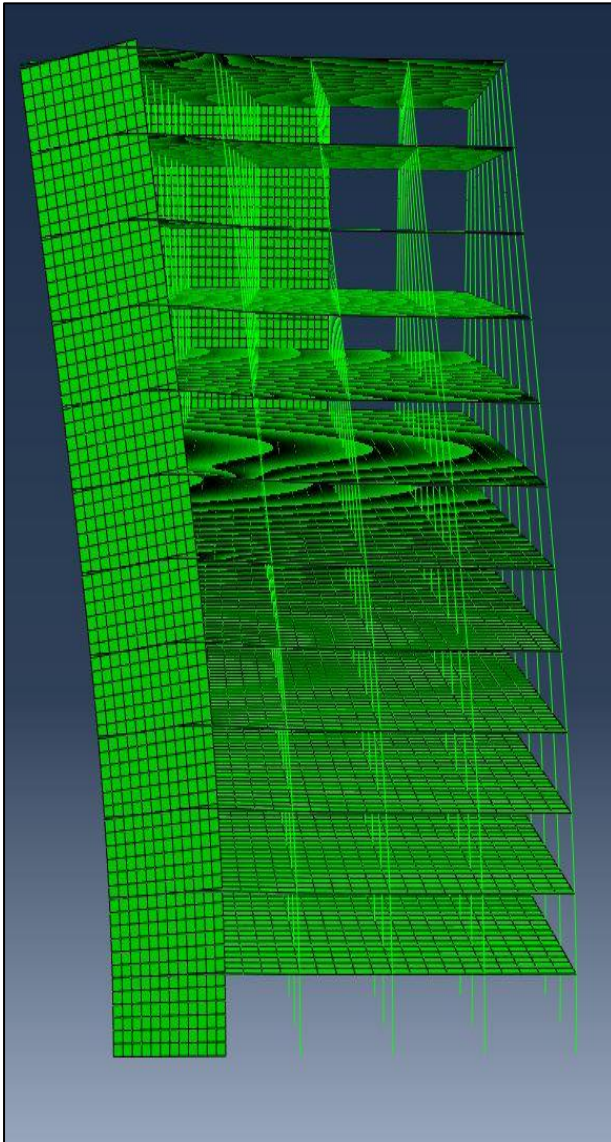
Type modell	Skjærkraft ved fundamentnivå
Bygningsmodell	1110kN
Skivemodell	1184kN

Tabell 5 Punktmasser

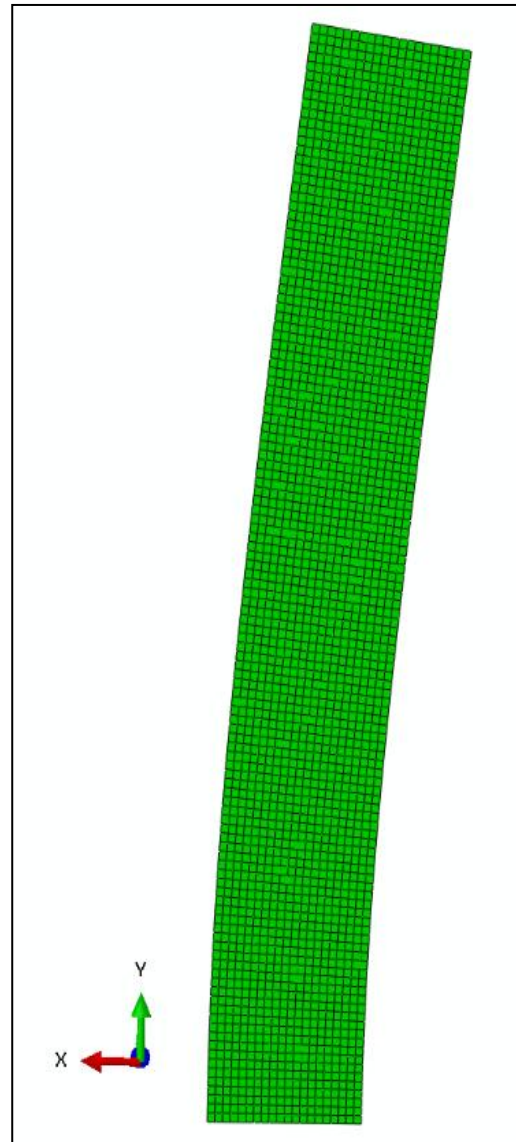
	Punktmasser per etasje
Øvre grense, (1/2) av byggets totale vekt	521 000 kg
Punktmasse som gav omtrent den samme skjærkraft i begge skiver	330 000 kg

Tabell 5 viser at man ligger under den øvre grense, slik at en punktmasse på 330 000 kg er realistisk.

Figur 15 viser den svingeformen i bygningsmodellen som tilsvarer første svingeform i skivemodellen i Figur 14.

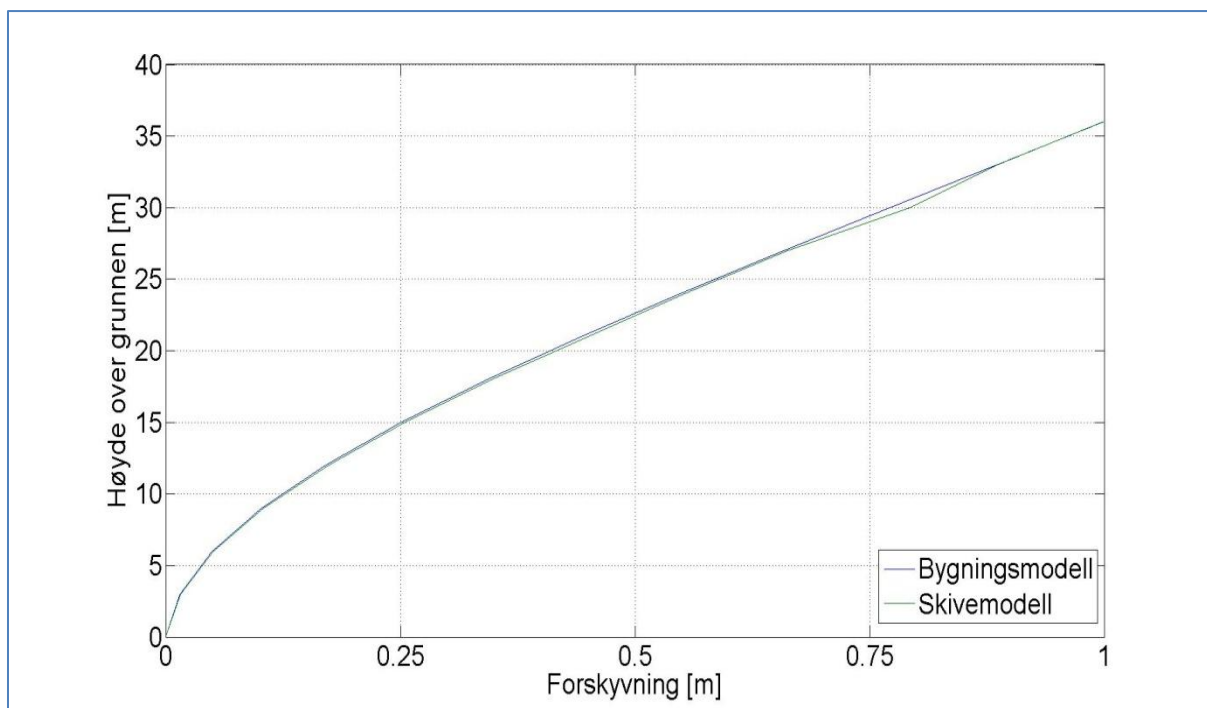


Figur 14 Svingeform i bygningsmodell



Figur 15 Første svingeform i skivemodell

Siden bygningsmodellen er en 3D-model og skivemodellen er en plan modell er det litt vanskelig å sammenligne disse svingeformene. Alle forskyvninger utenom den horisontale forskyvning i Figur 14, settes derfor lik null. Og av Figur 16 ser man da at svingeformen er omtrent identiske i de to modellene.



Figur 16 Svingeform

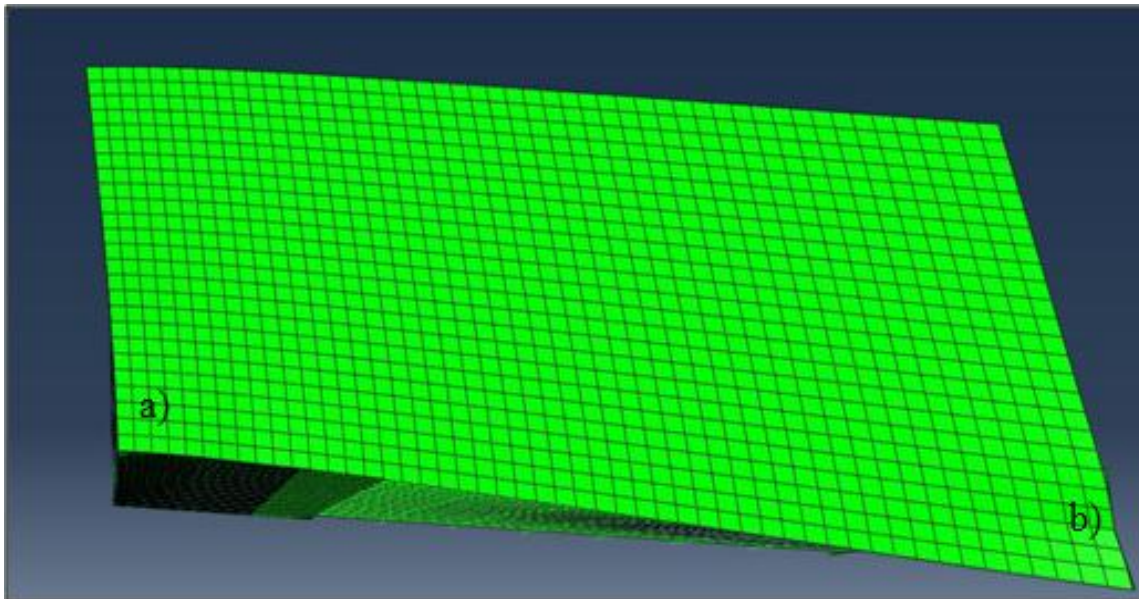
Tabell 6 viser egenperiodene som tilhører svingeformene ovenfor, sammen med ett estimat på første egenperiode etter punkt 4.3.3.2(5) i EC 8.

Tabell 6 Egenperiode

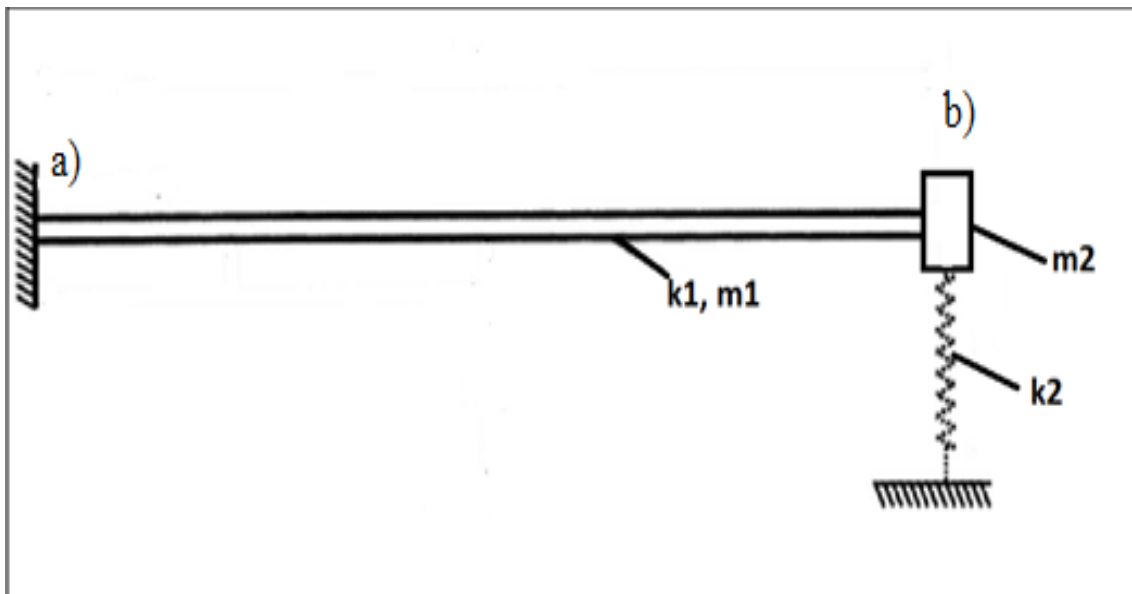
Type modell	Egenperiode
Bygningsmodell	2.27s
Skivemodell	1.94s
Estimat etter EC 8	2.23s

Det er ett avvik på 15 % mellom egenperioden i skivemodellen og estimatet etter EC 8. Estimaten er basert på en antagelse der all masse er samlet i toppen av skiven (17), noe som ikke er tilfelle her.

Det er også ett avvik mellom egenperioden i bygningsmodellen og egenperioden i skivemodellen. Selv om punktmasser på 330 000 gir lik skjærkraft for både Skive A og Skive B, er det ikke gitt at man skal komme frem til samme egenperiode i begge modeller. Egenperiode er avhengig av både stivhet og masse, og det vil være slik at resten av bygget også vil ha stivhetsbidrag til Skive A i bygningsmodellen.



Figur 17 Deformasjon av øverste dekke i bygningsmodellen



Figur 18 Forenklet modell

Figur 17 viser deformasjon av det øverste dekket i bygningsmodellen. Som man ser er det lite deformasjon i det hjørnet der de to store skivene er plassert (a). I hjørnet nede til høyre der Skive A er plassert (b)), er det betydelige deformasjoner. Den store skiven (a) på motsatt side av Skive A (b)) kan dermed antas som stiv. Modellen i Figur 18 blir da en god tilnærming. k_1 og m_1 er da totale masser og stivheter til dekkene, mens m_2 og k_2 er masse og stivhet til den Skive A. Merk at modellen i Figur 18 ligger i det øverste dekkets plan. Dermed blir egenperioden til Skive A i bygningsmodellen:

$$T_{1b} = \frac{1}{2 \cdot \pi} * \sqrt{\frac{k_1 + k_2}{m_1 + m_2}}$$

I skivemodellen blir egenperioden:

$$T_{1s} = \frac{1}{2\pi} * \sqrt{\frac{k_1}{m_1 + 12 * \text{punktmasse}}}$$

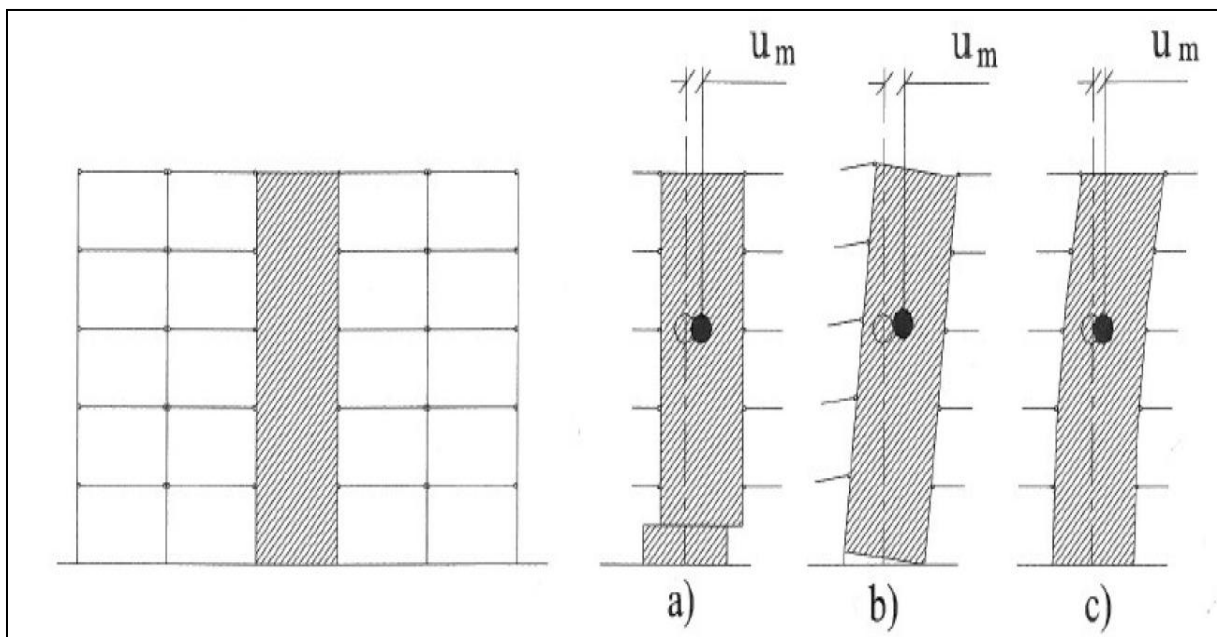
Som man ser er det ikke gitt at man skal få lik egenperiode i begge modeller, selv om har lik skjærkraft ved fundamentnivå i Skive A som i Skive b.

Basert på vurderingene ovenfor antas det at man har funnet ett godt anslag på de masser som overføres fra bygningen til veggskiven i en seismisk situasjon. I resten av oppgaven studeres derfor en veggskive med punktmasse på 330 000 kg.

Prosjekteringsprinsipper.

Deformasjonsmekanismer

Figur 19 angir deformasjonsmekanismer som kan inntreffe for en veggskive. Kun a) og c) er mulige for veggskiven i denne oppgaven siden skiven er fastholdt ved fundamentnivå. Mekanisme a) er ett rent skjærbrudd, mens mekanisme c) er en duktil oppførsel av veggskiven.



Figur 19 Deformasjonsmekanismer (17)

Ulykkestilstand

Som tidligere beskrevet kan man for en analyse av en konstruksjon i DCL hovedsakelig analysere konstruksjonen etter EC 2. Nå er ikke dette en dimensjoneringsoppgave, men det er allikevel valgt å gjøre forsøk på å følge prinsippene for dimensjonering for bruddgrensetilstand, siden jordskjelv er ulykkeshendelse (17). På grunn av modellering i Abaqus er det nødvendig å avvike fra disse prinsippene på to viktige punkter.

Det er funnet nødvendig å modellere betongen med en strekkfasthet og betongens oppførsel i trykk etter kapittel 3.1.5 i EC 2. Forklaringen for dette er gitt i de to følgende avsnittene.

Materialmodellen for betongen, "Concrete Damage Plasticity", benytter to konsepter som er helt essensielle for seismisk analyse: reduksjon av stivhet og gjenvinning av stivhet ((1), (15)). For å kunne modellere reduksjon av stivhet i strekk, var det derfor nødvendig å modellere betongen med en strekkfasthet, noe som ikke skal medregnes i bestemmelse av kapasitet i bruddgrensetilstand.

Som sett i Kapittel 1, har det tidligere blitt antatt lineære forløp etter nådd strekkfasthet for å ta høyde for "tension stiffening". Abaqus anbefaler at materialmodellen inneholder noe ekstra "tension stiffening" (fordi dette skal sikre numerisk stabilitet i analysene), i tillegg til den fra betong-armering-interaksjonen. Dette krever da at man modellerer betongen med en strekkfasthet.

Kang og Huang (5) modellerte uten strekkfasthet for betongen: De antok at momenter og skjærkrefter tas av den innlagt skjær- og lengdearmring, som ble modellert ved hjelp av "Rebar Layers" i Abaqus. Men siden resultatene deres ikke stemte godt overens med resultatene gjort av andre, mente de at betongmodellen måtte forbedres. Derfor har man ikke valgt å følge deres modelleringsmetode.

Benytter derfor at betongen har en dimensjonerende strekkfasthet i henhold til EC 2:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,0.05} \cdot \alpha_{ct}}{\gamma_c} = \frac{2.7 \text{ MPa} \cdot 0.85}{1.2} = 1.91 \text{ MPa} \quad (1)$$

For betongens spennings-tøyningsammenheng i trykk, velger man å benytte kurven i kapittel 3.1.5 i EC 2, og ikke kurven for bruddgrenstilstand i kapittel 3.1.7. Kurven i kapittel 3.1.5 stemmer bedre med kurven i Figur 3 i Kapittel 2. De fleste forskere pleier å anta at en slik kurve er en konvolutt for betong under vekslende trykkspenninger (11).

4. Abaqus-modellen

Alle engelske uttrykk benyttet i dette kapittel er bevisst brukt for å henvise direkte til ulike funksjoner i Abaqus.

Forutsetninger

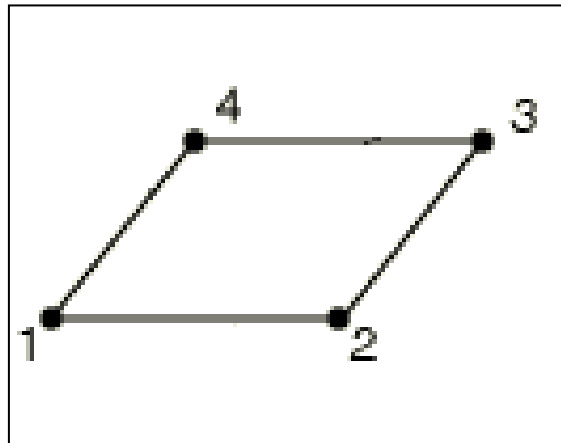
Skivemodellen som ble laget i Kapittel 3 (Figur 13) benyttes, og følgende forutsetninger gjøres, og noen av disse er allerede kjente:

- Veggskiven modelleres i betong med fasthetsklasse B45.
- Veggskiven modelleres som kontinuerlig og ikke seksjonert.
- Veggskiven er forflytningsforhindret for hver 3m normalt betongskivens plan, i henhold til Kapittel 3.
- Veggskiven er fastholdt mot vertikal forskyvning i bunnen, og påføres ett akselerogram (Figur 1) horisontalt i sitt plan.
- Skiven er forutsatt å være fundamentert på fjell, slik at akselerogrammet påføres langs skivens nedre horisontale rand. Skive-grunn-interaksjonens ("SSI") effekt på akselerogrammet neglisjeres. Akselerogrammet er uavhengig av bygningen eller annet sin innvirkning, såkalt fri-felt bevegelse, og for fjell-skive interaksjonen er endringen av akselerogrammet liten.
- I den nederste etasjen i veggskiven er betongen modellert som lineær-elastisk:
 - Etasjen er ment å være en del av kjelleren i en bygning; den vil derfor ha en større dimensjon, og inneholde mer armering enn resten av bygningen. Den er derfor stivere enn resten av bygningen, noe som fører til at den vil risse først etter at resten av bygning har risset opp. (3)
 - Av rent praktiske årsaker er det ikke ønskelig at innføring av akselerasjonen går rett inn i den ikke-lineære delen av betongskiven. Dersom første etasje hadde blitt modellert med ikke-lineær materialmodell, ville dette ført til at en større del av energien fra jordskjelvet konsentreres i denne etasjen. En stor del av bevegelsene vil dermed ikke bli ført videre gjennom veggskiven. Den dynamiske oppførselen til veggskiven vil da bli mer konsentrert i denne etasjen enn hva som er realitetene, og man vil få urealistisk høye spenninger og tøyninger. (3)
- De 3 øverste etasjene holdes lineær-elastiske: På grunn av skivens store høyde vil kreftene være mye mindre i toppen enn i bunnen, slik at det er en god antagelse at det ikke vil bli riss i disse etasjer. (3)
- Modellen modelleres med de punktmasser funnet i Kapittel 3. I den dynamiske analysen blir det spenningkonsentrasjoner i veggskiven, der punktmassene er plassert. I tillegg førte modelleringen av punktmassene som gravitasjonslaster til at etterspenningen i gjengestengene ble redusert. Vedlegg E viser denne reduksjonen. I Abaqus modelleres derfor massene som "nonstructural mass" type masse pr. areal for å unngå disse to problemene. Dette skal ikke påvirke resultatene i den dynamiske analysen (1). I "nonstructural mass" er egenvekten til betong inkludert, mens egenvekt av armering er neglisjert da denne er liten i forhold til punktmassene. Egenvekten til betong ble tatt med da det var enkelt å gjøre om denne til en masse pr. areal, det var det ikke med armeringen.

Elementtype og elementstørrelse

Skallelementer

For å gjøre modellen så liten som mulig benyttes skallelementer for å modellere betongen. Valgt elementtype er S4R (Figur 20). Siden elementet kun har 4 noder, og lineær formfunksjon, er det ikke spesielt egnet for å modellere bøyning.



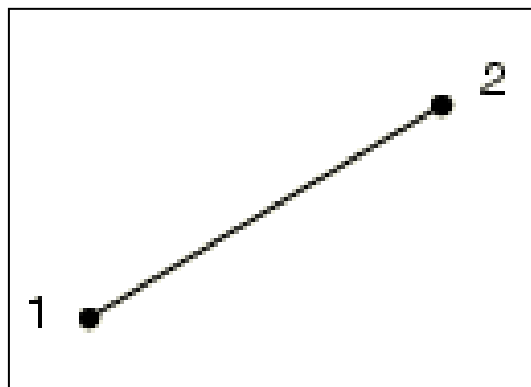
Figur 20 S4R (1)

Elementet S4R har 3 translasjonsfrihetsgrader og 3 rotasjonsfrihetsgrader i hver node.

For en generell skallelement-analyse er det anbefalt å benytte 9 integrasjonspunkter for god nøyaktighet. (1)

Stavelementer

På grunn av sin endimensjonale geometri er armeringen under ett jordskjelv essensielt utsatt for rent trykk eller strekk (21), og basert på litteraturstudiet i Kapittel 2 benyttes derfor stavelementet T3D2 (Figur 21) for å modellere slakkameringen og spennarmeringen. Ett stavelement overfører ikke bøyemomenter eller skjærkrefter. T3D2 har en lineær formfunksjon og har derfor konstant spenninger over elementet.



Figur 21 T3D2 (1)

Det blir foretatt en kontroll i Kapittel 4 om lineære elementer, T3D2 og S4R, gir tilstrekkelig nøyaktighet i analysene eller om kvadratiske elementer, T3D3 og S8R, bør benyttes.

Elementstørrelse

Størrelsen på elementene holdes like store for betongen og armeringen for å sikre at de ulike materialer deler de samme noder, noe som gir mer nøyaktige resultater (4).

Ett estimat på tilstrekkelig elementstørrelse blir funnet i Kapittel 5.

Betong

Tabell 7 angir de materialparametere ne og antagelser som benyttes for betong.

Tabell 7 Materialparametere og antagelser for betong (22)

Materialparametere	
Betongens karakteristiske sylindrietrykkfasthet etter 28døgn	45MPa
Ekspoerningsklasse	XC3/XC4
Største nominelle øvre tilslagstørrelse (basert på eksponeringsklasse), d_g	20 mm
Poisson's tall, ν	0.2 (Stadium 1) 0.0 (Stadium 2)
ν_1	0.6
α_{cw}	1,25
Elastisitetsmodul for betong, E_{cm}	36 000 MPa
Antagelser	
Luftfuktighet, RH	40 %

Når det gjelder valget av ν_1 og α_{cw} i EC 2 så er er det antatt at disse er konstante, men deres verdier avhenger av egentlig av σ_{cp} (22).

Man har sett bort fra effekten av kryp og svinn på betongens E-modul i forkant av den seismiske eksitasjonen, siden oppgaven er ett konseptstudium.

Concrete Damage Plasticity

Det er sett i Kapittel 1, at modellen "Concrete Damage Plasticity" har gitt gode resultater for modellering av betong. Den benytter to konsepter som er helt essensielle for seismisk analyse: reduksjon av elastisitet og gjenvinning av stivhet ((1), (15)). Modellen er spesielt laget for tilfeller der betongen veksler mellom å være i strekk og trykk, og er derfor godt egnet til å modellere betongens dynamiske oppførsel under seismisk eksitasjon. I det følgende oppsummeres de viktigste prinsipper for bruk av denne modell, i henhold til teori-manualen ("Theory Manual") og brukermanualen ("User Manual") til Abaqus (1).

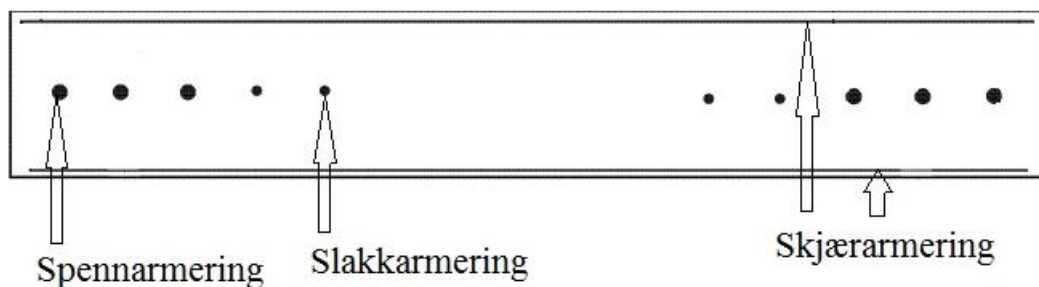
Modellen er laget basert på arbeid gjort av Hillerborg et.al. (23), Lee og Fenves (24), Lubliner et.al. (25), og er ment for å brukes for å fange opp effektene av plastisk (irreversibel) skade assosiert med bruddmekanismer i betong som i liten grad er tverrforhindret.

Økt kapasitet i betongen som følge av en tredimensjonal spenningstilstand er ikke tatt hensyn til i modellen, og i denne oppgaven omtales dette som at betongen ikke er omsluttet.

Betongen oppfører seg da på en sprø måte, hvor hovedbruddmekanismene er riss i strekk og knusning i trykk (1).

Det er ikke en del av oppgaven å se på studere hvordan skivetverrsnittet med armering skal utformes. En hensiktsmessig plassering av armeringen i skivetverrsnittet er gitt av veileder (3) og vist i Figur 22.

Plasseringen av skjærarmeringen gjør at den ikke vil virke omsluttende da bøyene istedet for å påføre betongen økt trykk-kapasitet, vil bøyes utover (3). Det kan derfor antas at betongen ikke er omsluttet i denne oppgaven, og modellen "Concrete Damage Plasticity" kan derfor benyttes til å modellere betongen.

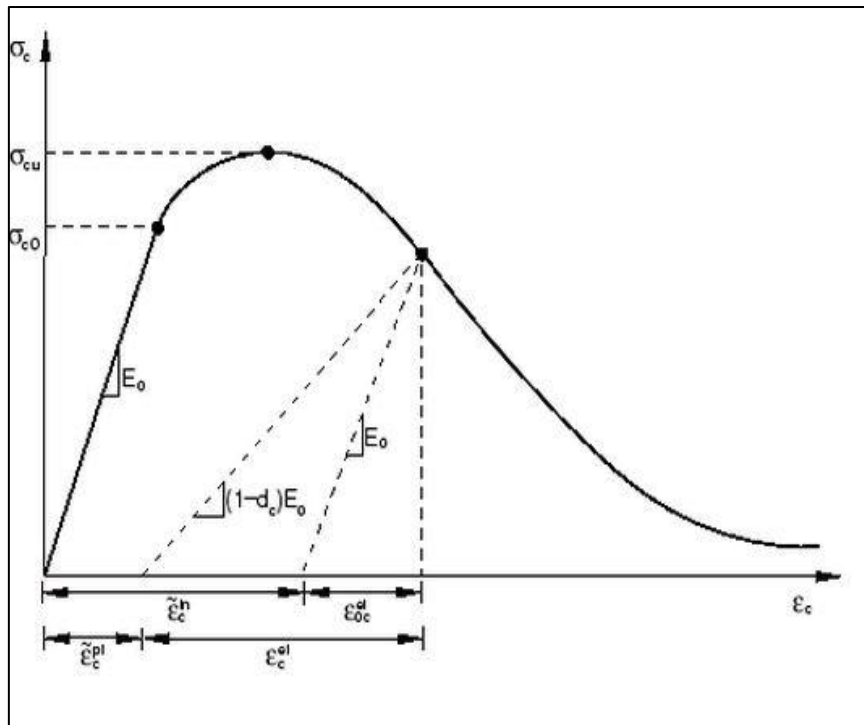


Figur 22 Skivetverrsnitt med armering (3)

Modellen krever videre at den elastiske oppførselen til betongen er isotropisk og lineær. For betongen benyttes en skallmodell, slik at man da får en plan spenningstilstand (1).

Betong i trykk

Modellen antar at den enaksiale respons i trykk er karakterisert av ett spenning-tøyning forløp som vist i Figur 23. Dette betegnes som "kompressiv plastisitet". Man ser og at stivheten avtar ved avlastning etter nådd trykkfasthet. Dette kalles "damaged elasticity" på engelsk, og tas hensyn til gjennom degradasjonsparameteren d_c (1). I oppgaven brukes begrepet redusert elastisitet for "damaged elasticity". Redusert elastisitet og "kompressiv plastisitet" tar hensyn til betongens inelastiske oppførsel i trykk (1).



Figur 23 Modell av betong under trykk i Abaqus (1)

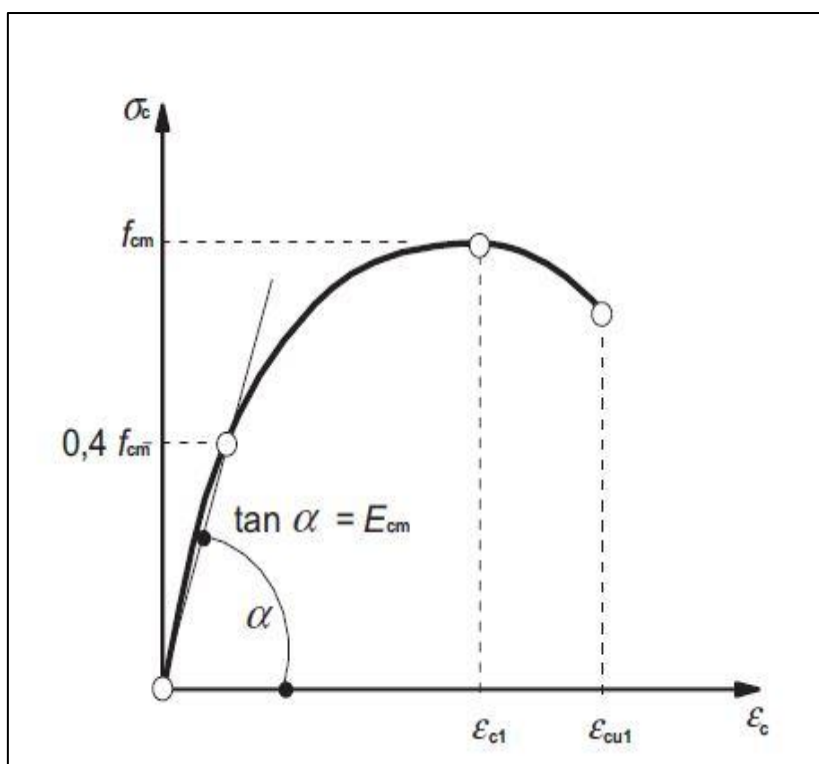
Inelastisk tøyning i trykk finnes fra Figur 23 (1):

$$\epsilon_c^{in} = \epsilon_c^{tot} - \epsilon_{Oc}^{el} = \epsilon_c^{tot} - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (2)$$

Når denne d_c er kjent, beregner Abaqus betongens plastiske tøyning (1):

$$\epsilon_c^{pl} = \epsilon_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} * \frac{\sigma_c}{E_0} \quad (3)$$

Siden betongskiven ikke er omsluttet, benytter man kurven delkapittel 3.1.5 i EC 2, og den er gjengitt i Figur 24. Parameterene er angitt og beskrevet i Tabell 8.



Figur 24 Betong under trykk i EC 2

Tabell 8 Parametere til Figur 24

Middelverdi av betongens sylindertykkfasthet, f_{cm}	53 MPa
Elastisitetsmodul for betong, E_{cm} , mellom $\sigma_c = 0$ MPa og $\sigma_{c0} = \sigma_c = 0.4f_{cm}$	36000 MPa
Nominell tøyningsgrense i bruddtilstand, ϵ_{cu1}	0.0035 (-)
Tøyning ved største spenning (f_{cm}), ϵ_{c1}	0.0024 (-)
H	$\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c1}}$ (-)
k	$\frac{1.05 * E_{cm} * \epsilon_{c1}}{f_{cm}}$ (-)
Trykkspenning i betong, σ_c , $0 < \epsilon_c < \epsilon_{cu1} $	$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k * \eta - \eta^2}{1 + (k-2) * \eta}$

For å etablere kurven i Figur 8, i form av Figur 7 settes $E_0 = E_{cm}$, $\sigma_{cu} = f_{cm}$ og $\sigma_{c0} = 0.4 * f_{cm}$. Kurven i Figur 8 er ikke helt lineær, men tilnærmet lineær, før σ_{c0} , det antas at dette er nøyaktig nok.

I Kapittel 4 kontrolleres det at kurven i Figur 24 er riktig modellert i Abaqus.

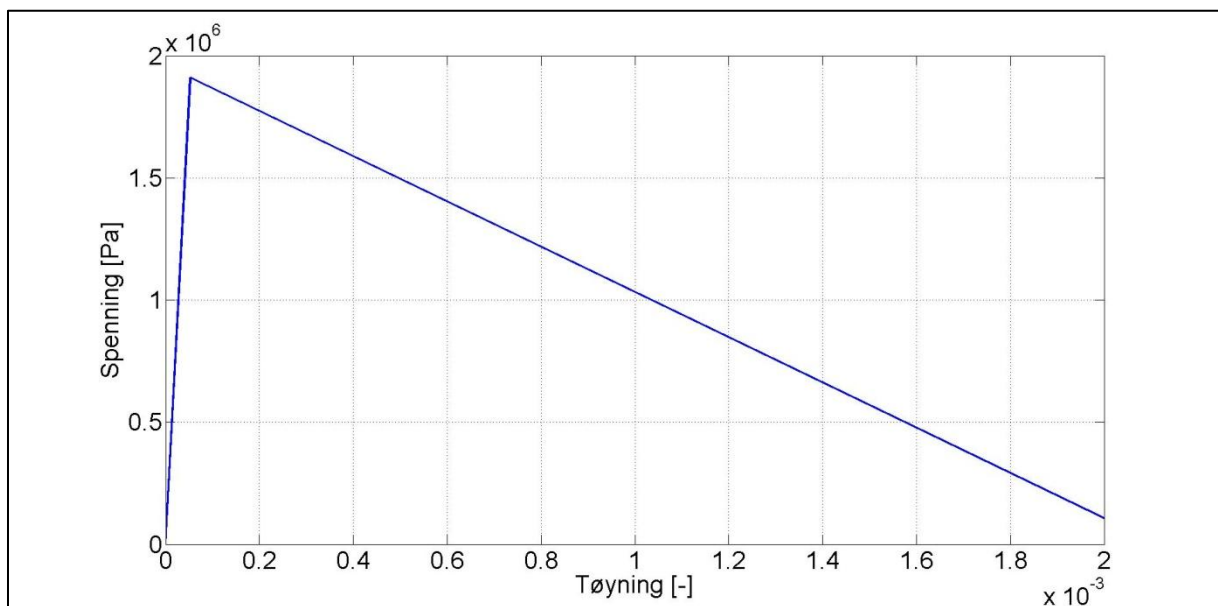
Betong i strekk

Betongens inelastiske oppførsel i strekk karakteriseres av en oppførsel som vist i Figur 26.

Interaksjonen mellom betong og armering, ”tension stiffening”, modelleres direkte inn i modellen ”Concrete Damage Plasticity”, for å simulere lastoverføring normalt rissets plan.

Så dersom man modellerer spennarmering og slakkarmering som stavelementer i betongen antas det at betongens oppførsel er uavhengig av armeringen. Dette betyr at armeringen ikke overfører krefter på tvers av rissene i betongen etterhvert som betongen begynner å risse opp, da dette er lagt inn i materialmodellen.

Denne måten å modellere på bidrar til å sikre numerisk stabilitet i analysene, såfremt det er benyttet nok "tension stiffening". For ett gitt tilfelle vil effekten av "tension stiffening" være avhengig av densiteten til armeringen, armeringens diameter i forhold til aggregatene i betongen og benyttet elementstørrelse (1). Fra Kapittel 2 har man det er vanlig å anta den lineære kurven i Figur 25 for å ta hensyn til "tension softening" og "tension stiffening".



Figur 25 Antatt kurve, betong i strekk

I Abaqus er det ikke tillatt å sette spenningen i strekk lavere enn 1 % av dimensjonerende strekkfasthet, for å sikre numerisk stabilitet i analysene (1). Ulykkesspenningen settes derfor lik 1 % av strekkfastheten.

I brukermanualen til Abaqus, benyttes en tøyning på 10^{-3} ved ulykkesspenningen, for ett "tilstrekkelig armert" betongtverrsnitt (1).

Det er antatt en ulykkestøyning på $2.0 \cdot 10^{-3}$, som er noe større enn anbefalingen fra Abaqus. Argumentet for dette er at flytetøyningen til slakkarmeringen i denne oppgaven er på $2.4 \cdot 10^{-3}$, og det er rimelig at "tension stiffening" reduseres til null ved flyt i armeringen. Man har da denne sammenheng for ulykkestøyning, ϵ_{yt} , når man og tar hensyn til at ulykkesspenningen ikke går til null:

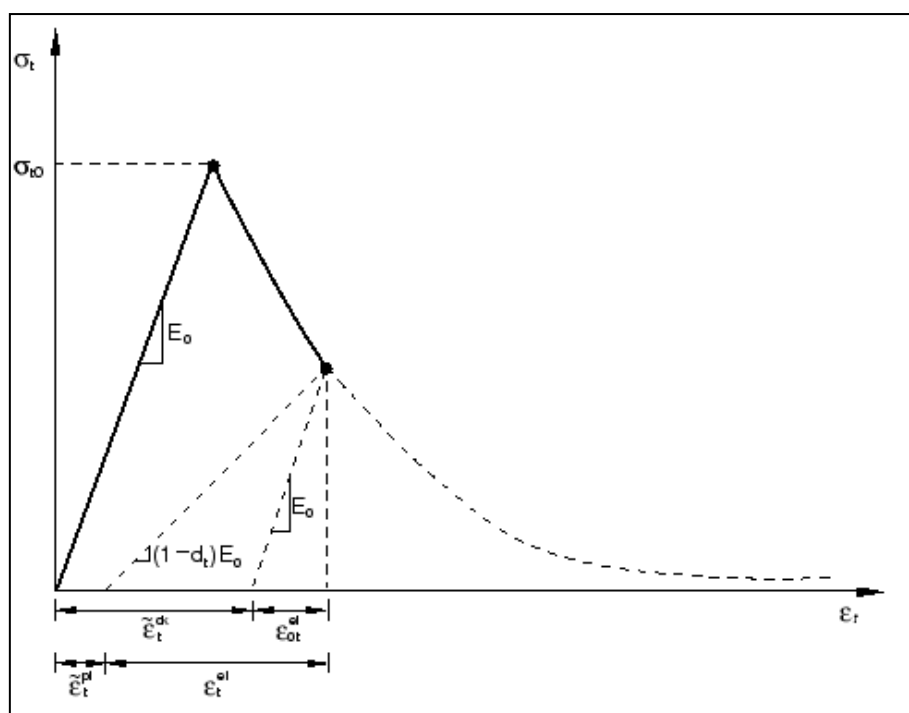
$$\epsilon_{yt} = (\epsilon_t^{ck} + \epsilon_{0t}^{el}) = \max(\epsilon_t^{pl} + \epsilon_t^{el}) = 2.0 \cdot 10^{-3} \quad (4)$$

Det henvises til, Figur 26 hvor ϵ_t^{ck} er ikke-elastisk tøyning i strekk, og ϵ_t^{pl} er plastisk tøyning i strekk.

Tabell 9 angir parametere for betongen i strekk, som er benyttet for å lage kurven i Figur 10.

Tabell 9 Parametere til Figur 25

Strekkspenning i betong, σ_t	Variasjon i henhold til Figur 25
Dimensjonerende strekkfasthet, f_{ctd} (σ_{t0})	1.91 MPa
Elastisitetsmodul for betong, E_{cm} . mellom $\sigma_t = 0$ MPa og $\sigma_{t0} = \sigma_t = f_{ctd}$	36 000 MPa
Ulykkestøyning, ϵ_{vt}	0.00200 (-)



Figur 26 Betong i strekk i Abaqus (1)

Fra Figur 26 blir den inelastiske tøyning i strekk (1):

$$\epsilon_t^{ck} = \epsilon_t^{tot} - \epsilon_{Oc}^{el} = \epsilon_c^{tot} - \frac{\sigma_t}{E_{cm}} \quad (5)$$

, og Abaqus beregner da plastisk tøyning som (1):

$$\epsilon_t^{pl} = \epsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1-d_t)} * \frac{\sigma_t}{E_{cm}} \quad (6)$$

, når degradasjonsparameteren d_t er kjent, og $E_0 = E_{cm}$.

Spenning-tøyning relasjon etter nådd kapasitet i strekk for betong vil kunne gjøre resultatene avhengig av elementnettet. Dette kan føre til at analysene i Abaqus ikke konvergerer mot en unik løsning etterhvert som elementstørrelsen blir mindre. Dersom det er lagt inn tilstrekkelig "tension stiffening" skal dette kunne unngås. I Kapittel 4 bestemmes elementstørrelsen og man kontrollerer der at elementstørrelsen ikke påvirker resultatet.

Betongens dynamiske oppførsel

Når veggskiven påføres akselerogrammet, vil den veksle mellom å være i trykk og i strekk. Hvis betongen når trykkfastheten (σ_{cu}) eller strekkfastheten (σ_{t0}) før den avlastes, fører dette til redusert elastisitet (reduisert elastisitetsmodul), som vist i Figur 23 og Figur 26. For ett betongtverrsnitt betegner faktoren $(1-d_c)$ den delen av betongtverrsnittet som ikke er knust, og som fortsatt har kapasitet til å ta krefter. Degradasjonsvariablene for trykk, d_c , og strekk, d_t , går fra 0, og til 1 ved brudd. I Abaqus spesifiserer man en gradvis økning i degradasjonsvariabel mot ikke-elastisk tøyning i betongen. Det er ikke tillatt å benytte d_c og d_t høyere enn 0.99, da dette kan gi konvergensproblemer (1).

Ved forsøk kan man finne d_c og d_t ved å måle de plastiske og de ikke-elastiske tøyningene, for så å tilbakeregne i henhold til Figur 23 og Figur 26 (26).

Jankowiak og Lodygowski (26) gjorde forsøk med betong med karakteristisk sylindetrykkfasthet på 50 MPa, og klarte dermed å finne variasjonen i degradasjonsvariablene med ikke-elastisk tøyning. I forsøket ble det benyttet en elastisitetsmodul på 19700 MPa, som er omtrent halvparten av den verdien benyttet for betongen i denne oppgaven. Hvor følsom betongens oppførsel er ovenfor for d_c - og d_t -verdiene avhenger av om betongen når sin strekk- og trykkapasitet, slik at elastisiteten reduseres.

Ved å anta ett konstant forhold mellom plastisk tøyning og inelastisk tøyning både for betong i trykk, b_c og strekk, b_t , får man (1):

$$d_c = 1 - \frac{\sigma_c * E_0^{-1}}{\sigma_c * E_0^{-1} + \varepsilon_c^{in} * (1 - b_c)} \quad (7)$$

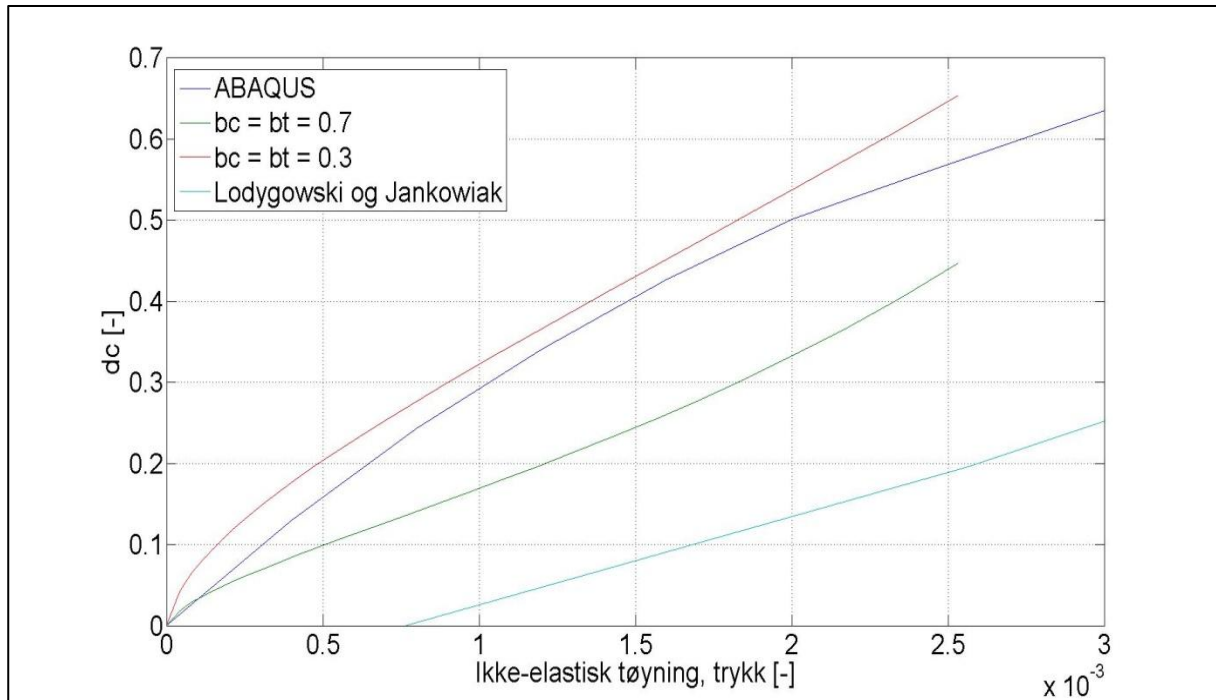
$$\varepsilon_c^{pl} = b_c * \varepsilon_c^{in} \quad (8)$$

$$d_t = 1 - \frac{\sigma_t * E_0^{-1}}{\sigma_t * E_0^{-1} + \varepsilon_t^{ck} * (1 - b_t)} \quad (9)$$

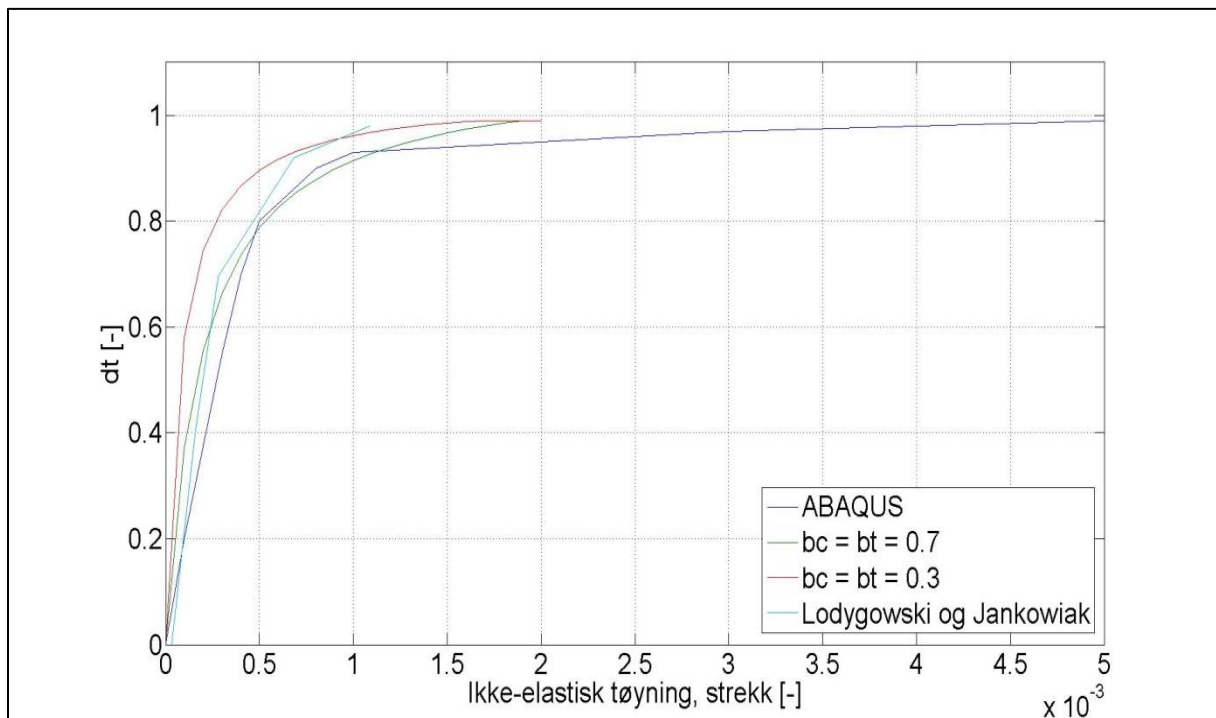
$$\varepsilon_t^{pl} = b_t * \varepsilon_t^{ck} \quad (10)$$

Dette forholdet ble satt til 0.70 av Kamali (27) for både betong i strekk og trykk. Valget er ubegrunnet, men det vil i tillegg til dette valg, vurderes en verdi for b_c og b_t på 0.3, for å se litt på hva dette har å si for resultatet for d_c og d_t -verdiene. Uten gode eksperimentelle resultater, kan man ikke gjøre en god vurdering på hva som er mest realistisk i forhold til valg av verdier for b_c og b_t for dette tilfellet.

I Figur 27 og Figur 28 er det plottet d_c - og d_t -verdier slik de ble benyttet hos Jankowiak og Lodygowksi og i ett eksempel i Abaqus, ABAQUS, (Abaqus-Verification manual – 2.2.24. Concrete Damage Plasticity, (1)). I tillegg antar man de to forhold for b_c og b_t og finner d_c og d_t . For eksempelet fra Abaqus, er det ikke beskrevet hva for lastpåkjenninger som benyttes, men det antas her at verdiene er gyldige for denne oppgaven, slik at de kan sammenlignes med de to andre. Jankowiak og Lodygowski (26) benyttet statiske laster i sin modell.



Figur 27 Parameteren d_c mot ikke-elastic tøyning i trykk

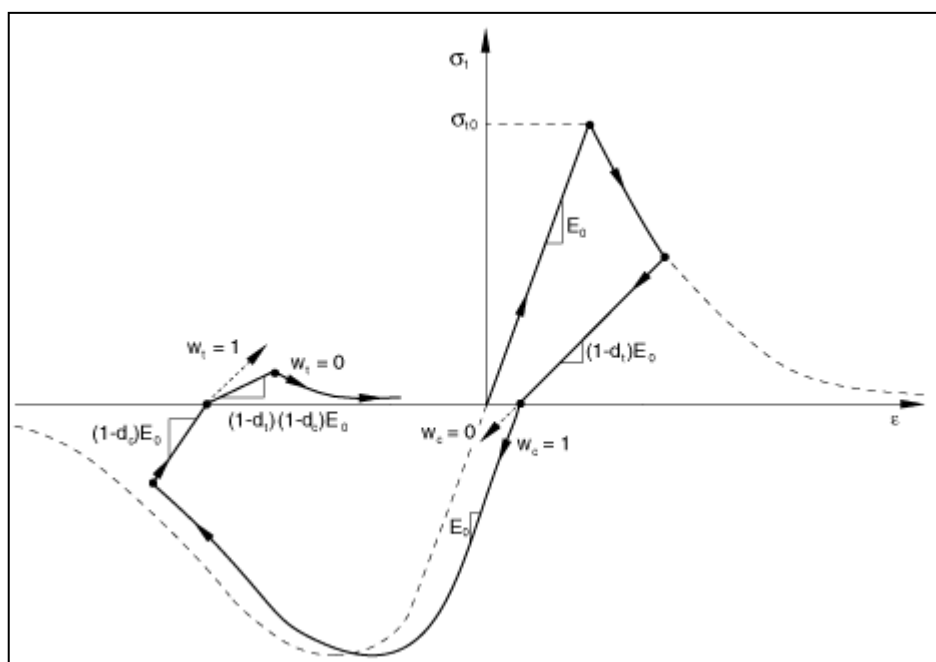


Figur 28 Parameteren d_t mot ikke-elastic tøyning i strekk

Det er ikke enkelt å vurdere hva som er mest realistisk å benytte for d_c , da både Jankowiak og Lodygowski (26), og eksemplet fra Abaqus benytter en større bruddtøyning i trykk enn hva som er antatt etter EC 2 (Tabell 8). Abaqus gir anledning til å vise hvilke d_c -verdier man oppnår i analysene, slik at man må se på disse før man tar stilling til om bør gjøre etter parameterstudium på d_c -verdiene. Dersom d_c er lav, er man langt til venstre på Figur 27 ovenfor, og da ser man at man ikke trenger å studere valg av d_c -verdier nærmere. Foreløpig forutsettes b_c lik 0.7.

Av Figur 28 ser man at de ikke-elastiske tøyninger i strekk hos Jankowiak og Lodygoski (26) er mye mindre enn de benyttet i Abaqus. Men verdiene for ikke-elastisk tøyning valgt i denne oppgaven ligger mellom disse verdiene. Innenfor det intervallet av ikke-elastiske tøyninger benyttet i denne oppgaven, ser man at avviket mellom de ulike kurvene i Figur 28 er lite, og man setter derfor b_t lik 0.7.

Figur 29 viser endring i betongens stivhet (elastisitet) ved avlastning i strekk til pålastning i trykk. Parameteren w_c , angir hvor mye av stivheten i betong som gjenvinnes når betongen går fra å være påkjent av strekk til å bli påkjent av trykk, og w_t angir det motsatte. Figur 29 viser hva man antar ved å benytte w_t og w_c lik 1 eller 0. Det vanlige er å sette $w_c = 1$, og $w_t = 0$ (1). Dette betyr at betongen gjenvinner sin stivhet i trykk når påkjenningene endres fra strekk til trykk, men ikke motsatt.



Figur 29 Gjenvinning av stivhet (1)

Ulike parametere som viser varige deformasjoner i betong

DAMAGET angir riss i betongen om parameteren er ulik 0. Den tilsvarer d_t i "Concrete Damage Plasticity". (1)

DAMAGEC angir knusning i betongen dersom parameteren er ulik null. Den tilsvarer d_c i "Concrete Damage Plasticity". (1)

Bakgrunn for plastisk oppførsel i betongen

Parametere for plastisitet benyttes i henhold til standard verdier anbefalt i Abaqus, og disse er gjengitt i Tabell 10.

Tabell 10 Parametere for plastisitet i "Concrete Damage Plasticity" (1)

Dilatasjonsvinkel, ψ	36
Eksentrisitet, ϵ	0.1
f_{b0}/f_{c0}	1.16
K	2/3
Viskositetsparameter, μ	0.0

Kriterie for flyt

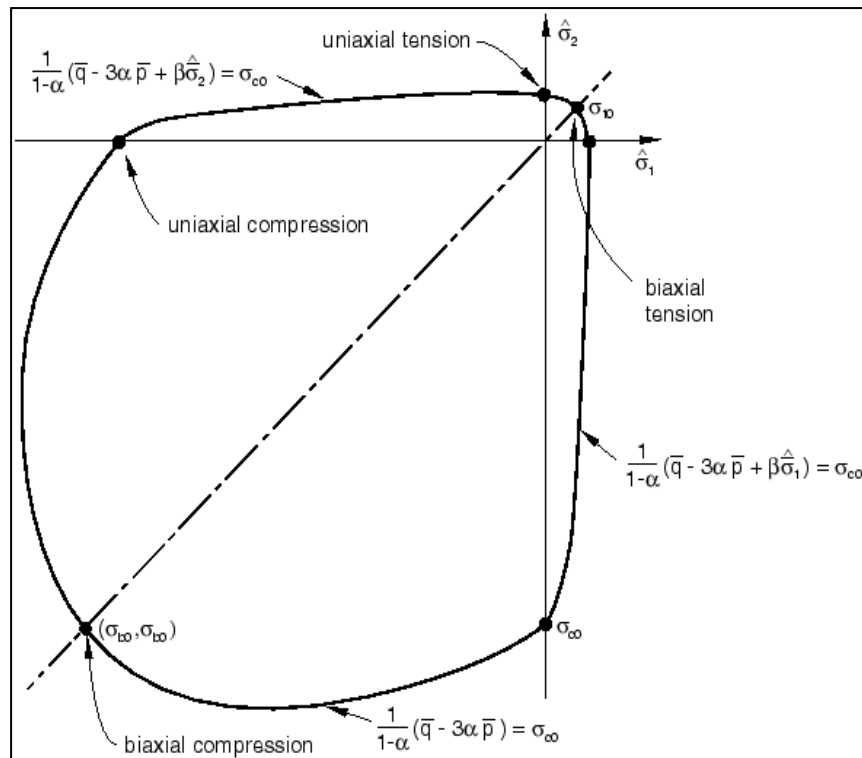
Her gis det en kortere omtale av flytekriteriet i modellen, og det henvises til Lubliner et.al (25), Lee og Fenves (24), og Abaqus (1) for utdypende forklaringer.

For å kontrollere for flyt benytter materialmodellen ett flytekriterie opprinnelig utviklet av Lubliner et.al. (25) og senere modifisert av Lee og Fenves (24) (1). Flytekriteriets funksjon, F , er (1):

$$F = \frac{1}{1 - \alpha} * \left(\bar{q} - 3 * \alpha * \bar{p} + \beta * \left(\epsilon_t^{pl} \right) * \langle \widehat{\sigma}_{max} \rangle - \gamma * \langle -\widehat{\sigma}_{max} \rangle \right) - \bar{\sigma}_c * \left(\epsilon_c^{pl} \right) = 0$$

, der $\langle \widehat{\sigma}_{max} \rangle$ er relatert til hovedspenningene $\left(\epsilon_t^{pl} \right)$ og $\left(\epsilon_c^{pl} \right)$ er de ekvivalente plastiske tøyninger i strekk (PEEQT) og trykk (PEEQ), \bar{q} er de Mises-ekivalente effektivspenninger og \bar{p} er de hydrostatiske spenninger. De resterende parameterene beregnes basert på verdier gitt i Tabell 10, og de parameterene som ble beskrevet, men dette er ikke gjengitt her. (1)

Flytekriteriet for plan spenningstilstand er gitt i Figur 30.



Figur 30 Flytekriterie for en plan spenningstilstand (1)

Plastisk flyt

For å relatere de tidligere beskrevne spennings-tøyningssammenhenger i betongen til flytekriteriet benyttes en flytregel (28). I ”Concrete Damage Plasticity”-modellen benyttes Drucker-Prager-funksjonen (1):

$$G = \sqrt{\epsilon * \sigma_{t0} * \tan(\psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} * \tan(\psi)$$

, der $\sigma_{t0} = f_{ctd}$.

Armering.

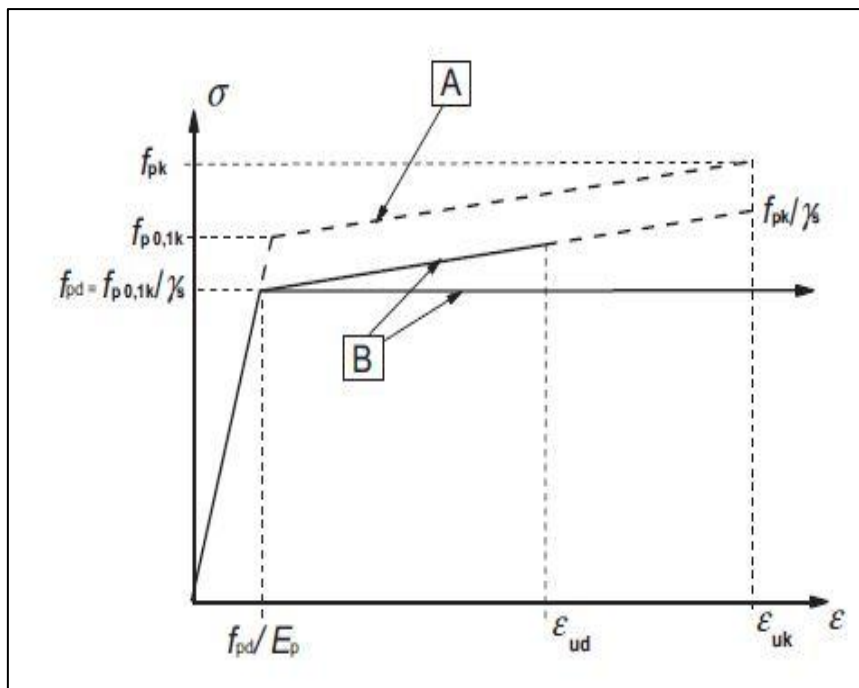
Spennarmering.

Det antas at gjengestengene skal dimensjoneres for en jevnt fordelt vindlast på 600 N/m^2 , og at man benter en kamstørrelse på 40mm. Nødvendig antall gjengestenger for vindlasten ble 6 stykker, og disse fordeles likt på begge sider av tverrsnittet (2*3). Beregningene for dette er vist i Vedlegg C. Materialdata som forutsettes for gjengestengene er gitt i Tabell 11:

Tabell 11 Materialparametere til Figur 31 (22)

Densitet	7850 kg/m ³
Elastisitetmodul, E _p	205 000 MPa
0.1%-grense, f _{p0,1k}	1550 MPa
Fasthet, f _{pk}	1700 MPa
Etter-oppspenning til, σ _{p,max}	min(0.8*f _{pk} ;0.9*f _{p0,1k}) = 1360 MPa
Tøyning ved påført oppspenning	$\frac{\sigma_{p,max}}{E_p} = 6.63 * 10^{-3}$
Dordiameter	40 mm
Y _s , material faktor	1.0 (ulykkeslaster)
Poisson's forhold, ρ	0.3
Lineær tempearturutvidelseskoeffisient, α	1.2*10 ⁻⁵ °C ⁻¹
Temperatur, dT, for å få spenning lik σ _{p,max} i spennarmering	$\frac{\sigma_{p,max}}{E_p * \alpha} = 553 \text{ } ^\circ\text{C}$
Dimensjonerende grense tøyning, ε _{ud}	0.01 (-) ¹
Spenning i spennarmering ved ε _{ud}	$\frac{1.04 * f_{p0,1k}}{\gamma_s} = 1612 \text{ MPa}$
Plastisk grensetøyning	$\epsilon_{ud} - \frac{f_{p0,1k}}{E_p * \gamma_s} = 0.00244 \text{ (-)}$

Spennarmeringen modelleres i henhold til 3.3.6 og NA3.3.6 i EC 2, og det benyttes kurve B med fastning opp til ulykkespenning lik 1612 MPa og ulykkestøyning lik 0.01. Kurvens data er gitt i Tabell 11, og kurvens form er gitt i Figur 31. Det benyttes en kurve med fastning da dette skal gi bedre stabilitet i de numeriske analysene (3).



Figur 31 Spennings-tøyningsammenheng for spennarmering i EC 2

¹ Benytter $\epsilon_{ud} = 0.01$ da ϵ_{uk} , karakteristisk tøyning i spennstål ved største last (22), ikke er kjent.

Som omtalt i Kapittel 1 blir det gjort den forenkling å si at maksimal oppspenning, $\sigma_{p,max}$, er den spenningen som påføres betongen.

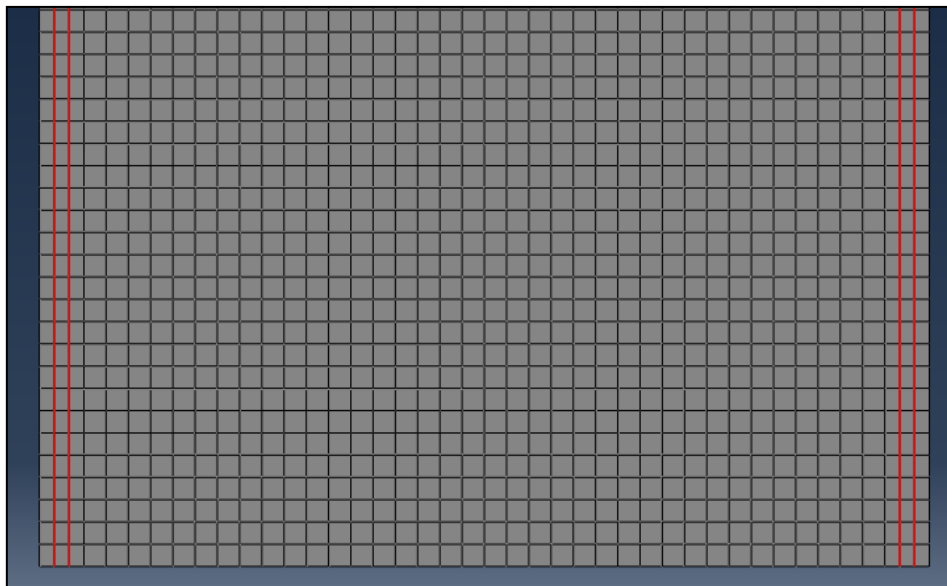
Det ble gjort forsøk med å benytte tidligere kjente modelleringsteknikker i henhold til det som ble presentert i Kapittel 2. Der brukte man "Embedded"-funksjonen i Abaqus- Fordi det benyttes skallelementer for betongen og ikke 3D-elementer som hos Sinaei et.al. (4) og Kang og Huang (5), var ikke dette tillatt å være tillatt. Dette virker å være en begrensning fra Abaqus sin side. Videre er det ikke mulig å benytte "Surface to Surface –contact", siden man ikke kan benytte "Embedded"-funksjonen. Derfor benyttes "Tie"-funksjonen i Abaqus isteden, som da skaper heft mellom betong og armering, ved at funksjonen ikke tillater noen relativ bevegelse mellom betong og armering (1).

I "Tie" settes betongen som "sjef" ("master") og spennarmeringen som slave ("slave"). Dette betyr da at frihetsgradene til spennarmeringen, blir de samme som frihetsgradene til betongen. (1)

For å modellere kontinuerlig heft mellom betong og armeringen og ikke kun i nodene ble det nødvendig å partisjonere betongskiven. Dersom dette ikke gjøres er spennarmeringen fri til å bevege seg uavhengig av betongen, mellom nodene. (1)

Partisjoneringen av betongskiven gjør at det er valgt å benytte en vesentlig større horisontal avstand enn hva som er tillatt etter EC 2 (22). Det blir en kort diskusjon på dette i Kapittel 4, i forbindelse med valg av elementstørrelse.

I Figur 32 vises spennarmeringen (røde streker) etter at betongskiven er partisjonert og koblet til spennarmeringen.



Figur 32 Plassering av spennarmering i skivens plan

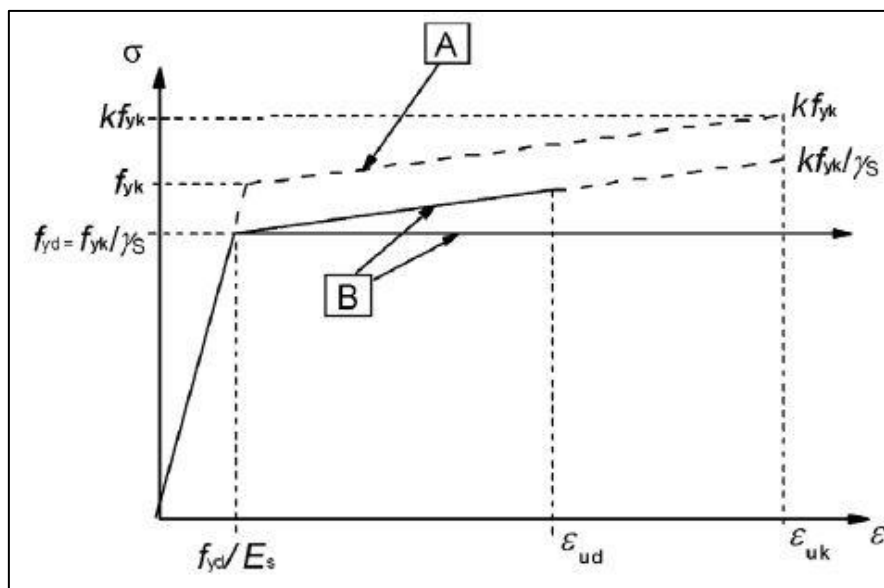
Siden spennarmeringens frihetsgrader nå er koblet til betongens frihetsgrader vil det påvirke tøyningene i spennarmeringen som følge av oppspenningen. Det kontrolleres i Kapittel 4 at spennarmering og betong får de riktige tøyninger og spenninger som følge av oppspenningen.

Skjærarmering og slakkarmering

Tabell 12 viser materialparametere til skjærarmering og slakkarmering. Armeringen modelleres etter 3.2.7 og NA3.2.7 i EC 2, og det benyttes kurve B med fastning opp til ulykkesspenning lik 510 MPa og ulykkestøyning lik 0.02 (Figur 33). Det benyttes en kurve med fastning, da dette skal gi bedre numerisk stabilitet i analysen (3).

Tabell 12 Materialparametere til Figur 33 (22)

Densitet, ρ_s	7850 kg/m ³
Elastisitetmodul, E_s	200 000 MPa
Flytespenning, f_y	500 MPa (B500NC)
Partialfaktor, γ_s	1.0 (ulykkeslaster)
Poisson's forhold, ν	0.3
Ulykkestøyning (Dimensjonerende grensetøyning), ϵ_{ud}	0.02 (-)
Spenning i spennarmering ved ϵ_{ud}	$\frac{1.02 * f_{yk}}{\gamma_s} = 510$ MPa
Plastisk grensetøyning	$\epsilon_{ud} - \frac{f_y}{E_s * \gamma_s} = 0.0175$ (-)



Figur 33 Spennings-tøyningssammenheng for slakkarmering og skjærarmering i EC 2

Slakkarmering

Etter diskusjon med veileder (3), modelleres slakkarmeringen også med "Tie" i Abaqus.

Da antas en initielt totalareal av slakkarmeringen på $3.8 * 10^{-3}$, som fordeles på 2*2 stenger. Plasseringen av slakkarmeringsstengene er antatt i forhold til Figur 22. Siden slakkarmeringens oppførsel er uavhengig av betongen, er det valgt å holde antallet lavt da betongskiven må partisjoneres.

Totalareal for spennarmering og slakkarmering er kontrollert til å ligge mellom verdiene gitt i EC2.NA.9.6.2, der kravet henviser til summen av slakkarmering og spennarmering i tverrsnittet (3). Det vil også overholdes i parameterstudiet.

Skjærarmering

Det er kun antatt en mengde "tension stiffening" i materialmodellen til betongen. Fordi en ikke ønsker at et eventuelt skjærbrudd skal påvirke resultatene fra de ikke-lineære analyser, legges det inn tilstrekkelig skjærarmering slik at skjærbrudd ikke finner sted. Denne type brudd er sprøtt og vanlig under seismisk eksitasjon. For å unngå at skjærbrudd oppstår, er det vanlig å dimensjonere for $1.5 \cdot$ beregnet skjærkraft (17).

Ved å benytte pseudo-akselerasjon-spektrumet i Figur 3 i Kapittel 2 og modal analyse i Abaqus finner man den beregnede skjærkraft. Beregninger er vist i Vedlegg C og D.

Demping

I Abaqus kan demping modelleres i materialmodellene til betong og armering som Rayleigh demping, strukturell demping eller kompositt demping. Det er ikke ett fokus i denne oppgaven å studere dempningens påvirkning på resultatet, og det er derfor valgt å benytte kompositt demping. For kompositt demping angis den kritiske dempingsforholdet, ξ , og denne er satt til 0.05 (5 %).

Siden det er antatt en ikke-lineær materialmodell for betongen vil det i tillegg bli demping i modellen dersom modellen deformeres inelastisk (3). Dermed vil det bli mer enn 5% demping i modellen, dersom betongskiven har en betydelig ikke-lineær oppførsel. Det er allikevel antatt en "initiell" demping på 5 %, for å unngå å måtte endre denne avhengig av den ikke-elastiske oppførsel til veggskiven, da effekten av demping ikke er ett hovedfokus i denne oppgaven. Det er vanskelig å begynne å endre på denne sett i forhold til graden av inelastisk oppførsel av veggskiven.

Analysemetode

Statisk analyse

Det gjøres først en statisk analyse der spennarmeringen spennes opp, og ved en likevektsanalyse får da betongen og slakkarmering spenninger og øtyninger som følge av dette. Tidslengden av analysen og det initielle tidsinkrementet bør være det samme. De oppspenningen er påført med full styrke ved ved analysens start, og hvis konvergens kan oppnås, vil denne skje med kun ett nødvendig tidsinkrement. Så det har ingen hensikt med flere tidsinkrement enn ett tidsinkrement. (1)

Dynamisk Implisitt Analyse

I den dynamiske analysen er resultatene fra den statiske analysen initielle verdier, veggskiven påføres akselerogrammet fra Kapittel 2.

Det er valgt å benytte Abaqus Standard (Abaqus Implisitt) i den dynamiske analysen. Abaqus Eksplisitt hadde vært en annen mulighet, men bruken av denne er ikke vurdert etter anbefaling fra veileder (3). Med implisitt menes det at man må løse likningene for tid(t) og tid($t+dt$) samtidig, og dette løses ved iterasjon. En stor fordel med Implisitt over Eksplisitt er at det tillates ett mye større tidsskritt, og man trenger færre tidsskritt for at analysen skal fullføre. Modellen er og idell der hvor ikke-lineæritetene er glatte (plastisk oppførsel), slik at det er

behov for få iterasjoner pr. tidsskritt. Noe som er negativt med metoden er at det påkreves likevekt for hvert tidsinkrement, og at ikke-lineære likninger må løses for hvert inkrement (29). Sistnevnte kan føre til at analysene tar lengre tid, siden man benytter en lengre tidsserie. Så hvor ideell analysemetoden er for denne analysen vil avhenge av den nødvendige mengde iterasjoner pr. tidsskritt.

Det er valgt å benytte «NIgeom» i Abaqus, for å indikere at det skal tas hensyn til geometrisk ikke-linearitet under den dynamiske analysen. Ved store deformasjoner, så kan ikke den initielle (udeformerte) lengden av elementet lenger benyttes som referanse for å beregne hvert tøyingsinkrement (”ingeniør tøyning, E), og man da heller tar hensyn til den reelle lengde av elementet rett før hvert tøyingsinkrement (Logaritmisk tøyning, LE). (1)

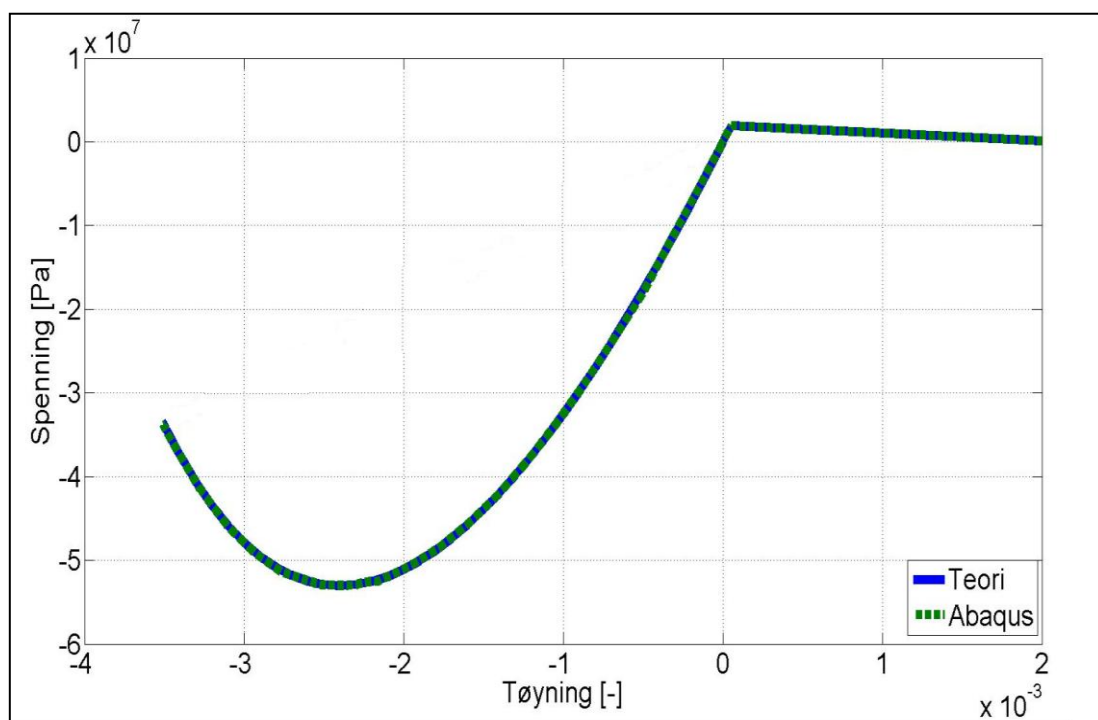
Siden man foretar en implisitt analyse, så er ikke tidsskrittet veldig viktig, fordi det er påkrevd likevekt for hvert tidsskritt. Maksimalt tidsskritt settes derfor lik tidsskrittet i akselerogrammet, 0.02s.

5. Verifisering av Abaqus-modellen

Resultater i Abaqus avhenger av elementtype og elementstørrelse. Elementkonvergens både med hensyn på elementstørrelse og elementtype ble studert og det ble funnet at elementtype S4R og elementstørrelse 0.15m gav tilstrekkelig nøyaktighet. Det ble funnet mest ryddig å presentere datagrunnlaget for dette, tilslutt i dette kapitlet.

Kontroll av spenning-tøyningsammenhengen til betongen

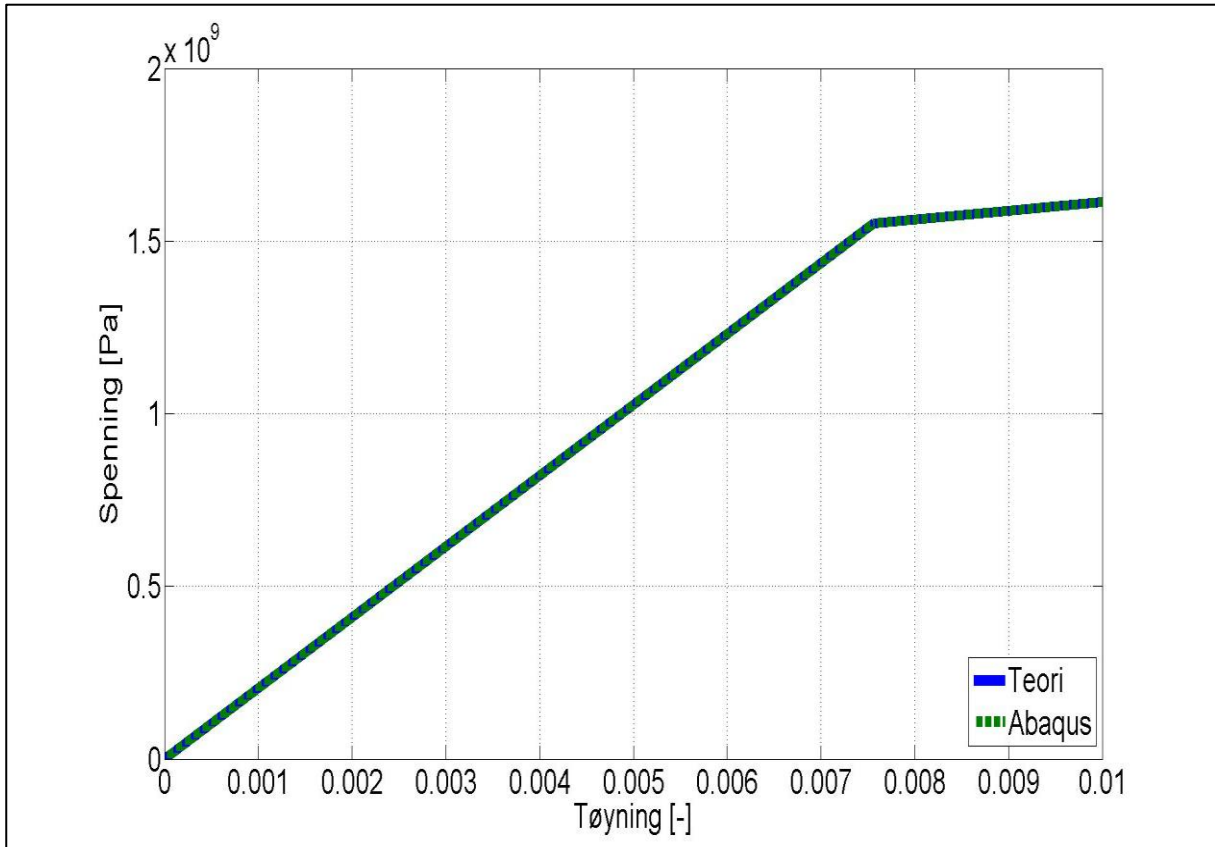
Figur 34 viser resultatet fra en trykk- og strekktest av ett enkelt betongskiveelement i Abaqus. Strekk- og trykkspenningene fra Kapittel 4 blir påført betongelementet. Teori henviser til spennings-tøyningsammenhengene for betong gitt i Kapittel 4. Abaqus henviser til spennings-tøyningsammenhengene de påførte spenninger gir. Som man ser er spennings-tøyningsammenheng for betong i strekk og under trykk lagt riktig inn i Abaqus.



Figur 34 Sammenligning mellom inngangs- og utgangsverdier i Abaqus – spennings-tøyningsammenheng for betong

Kontroll av spennings-tøyningssammenhengen til spennarmeringen.

Strekktest av ett enkelt spennarmeringselement ble gjennomført. Spenningsarmeringen påføres strekkspenninger opp til ulykkesspenningen, 1612 MPa, og resulterende tøyning finnes fra Abaqus. Igjen er Teori i henhold til Kapittel 4, mens Abaqus er resulterende spennings-tøyningssammenheng ved påføring av strekkspenningene. Det er god overensstemmelse mellom inngangs- og utgangsverdier i Abaqus.



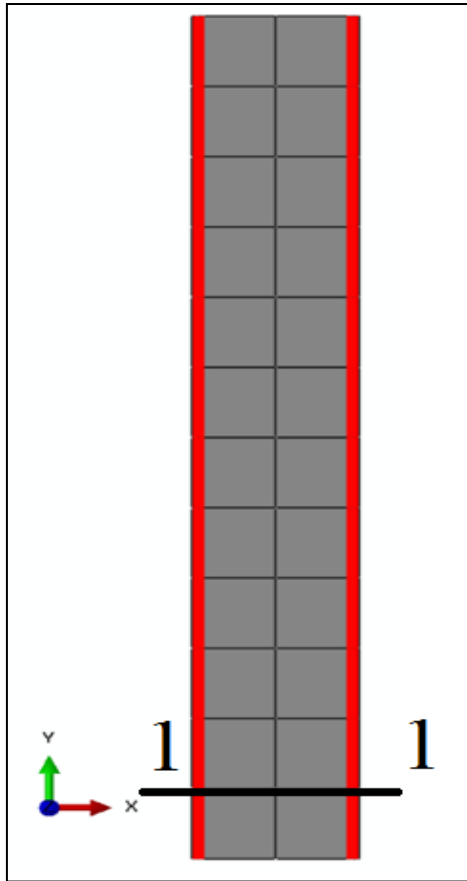
Figur 35 Sammenligning av inngangs- og utgangsverdier i Abaqus - spennings-tøyningssammenheng for spennarmering

Kontroll materialmodell for spennarmering

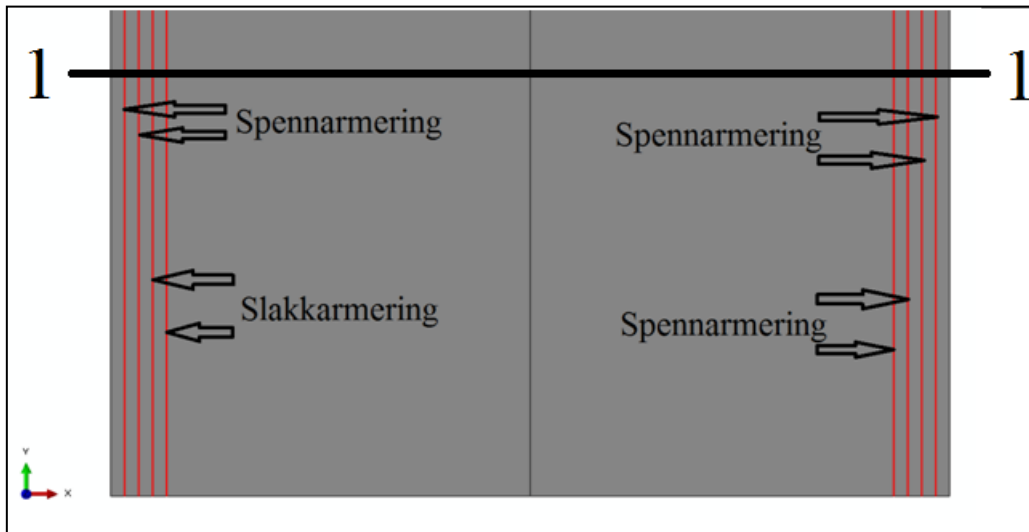
Spennings-tøyningssammenhengen til slakkarmering og skjærarmering er lagt inn i Abaqus på samme måte som for spennarmeringen, men kontrollen av dette er ikke gjengitt her.

Kontroll av modellering av spennarmering

Her blir det kontrollert at oppspenningen modelleres i henhold til teorien i Kapittel 1 og 4. Siden det kan være aktuelt å variere antallet gjengestenger og etterspenning ser man her kun på om prinsippene er i tråd med teorien. Det ble valgt å kontrollere modelleringen av oppspenningen for 2*2 gjengestenger og en oppspenning på 1000 MPa. Figur 36 og Figur 37 viser plasseringen av slakkarmering og spennarmering i tverrsnittet.



Figur 36 Plassering av slakkarmering og spennarmering i veggskivens plan

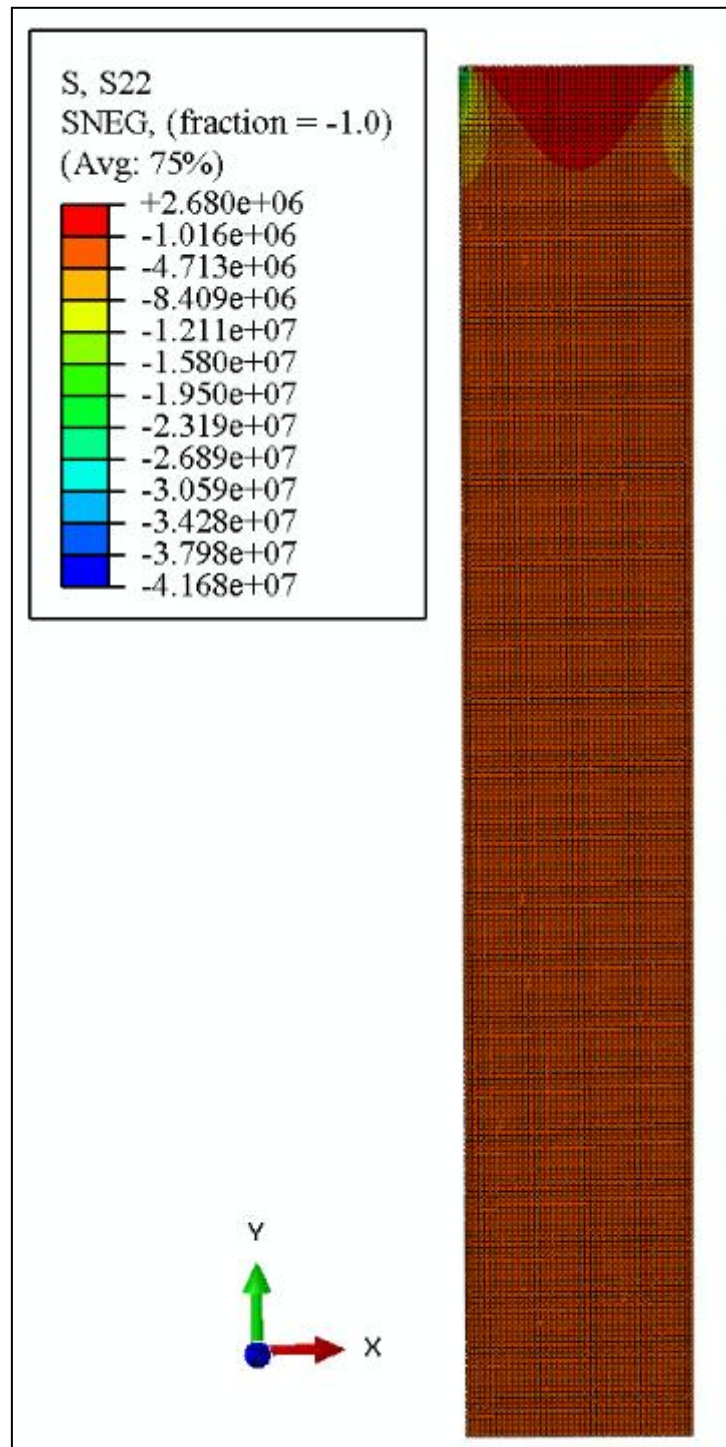


Figur 37 Plassering av slakkarmering og spennarmering i veggskivens plan

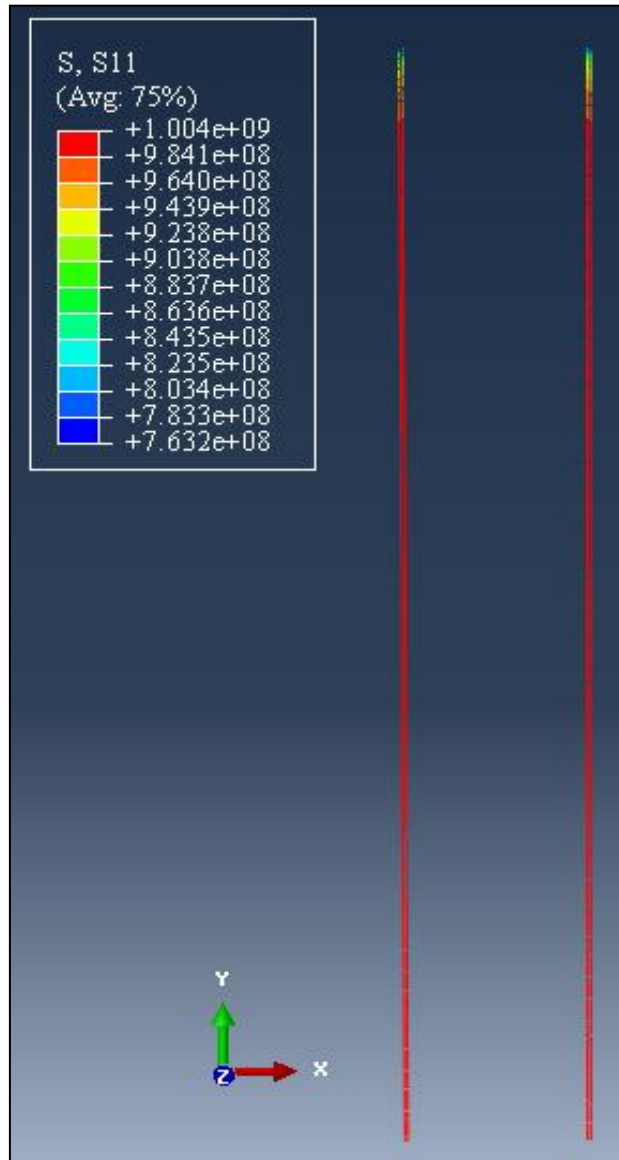
Først modelleres det kun inn gjengestenger inn i betongskiven. I Tabell 13 er det vist hvilke spenninger det bør bli i betongen som følge av at gjengestegnene spennes opp til 1000 MPa. Det benyttes ett spenningsfelt i Abaqus for å påføre spenninger i gjengestengene.

Tabell 13 Vertikalspenning i betong pga. oppspemte gjengestenger

Antallet gjengestenger i modell	Vertikalspenning i betong (MPa)
4	-2.80



Figur 38 Vertikale spenninger i betong pga. oppspemte gjengestenger



Figur 39 Aksialspenning i spennarmering pga. oppspente gjengestenger

Som man ser av Figur 38, får man små strekkspenninger i toppen av betongskiven. Påføringen av oppspenningen gir spenningskonsentrasjoner i betongelementene rundt gjengestengene, fordi Abaqus påfører heften, i form av "Tie"-funksjonen først. Dermed er det ikke en reell oppspenning av spennarmeringen som er modellert. Siden det benyttes skallelementer for betongskiven og solidelementer for spennarmeringen, benyttes "Tie"-funksjonen i Abaqus. Derfor virker det ikke mulig med en friksjonsfri flate mellom betong og spennarmering idet gjengestengene spennes opp. Strekkspenningene i toppen av veggskiven vil ikke påvirke resultatene i den dynamiske analysen, da de tre øverste etasjer settes som elastiske.

Det ble nødvendig å påføre litt mer enn 1000 MPa i modellen for at spenningen i gjengestengene skulle bli ca. 1000 MPa i spennarmeringen (Figur 39). Spenningen i betongen i det oransje området på Figur 38 ble funnet til å være på ca. -2.80 MPa.

Tabell 14 viser hvilke tøyninger som man må kunne anta oppstår i de ulike konstruksjonsdelene som følge av etterspenningen. Disse er funnet ved å benytte Hook's lov og spenningene i betong og gjengestenger.

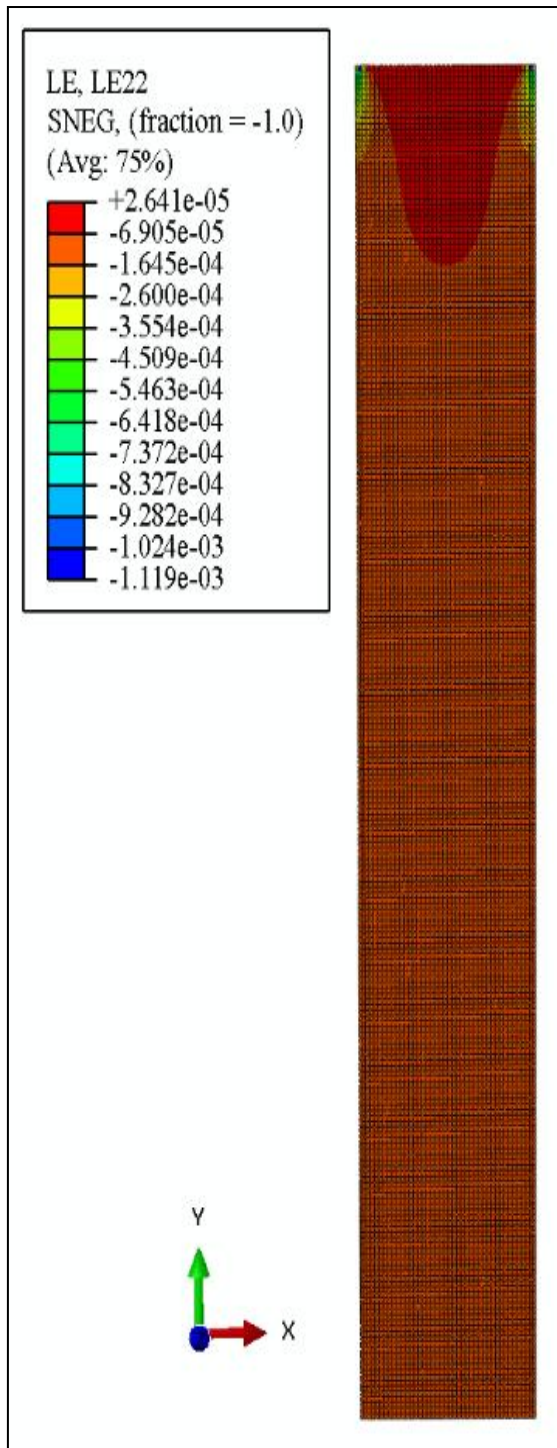
Tabell 14 Vertikaltøyning i betong og spennarmering pga. oppspente gjengestenger

Komponent	Tøyning (-)
Gjengestang	$+4.88 \cdot 10^{-3}$
Betong	$-7.78 \cdot 10^{-5}$

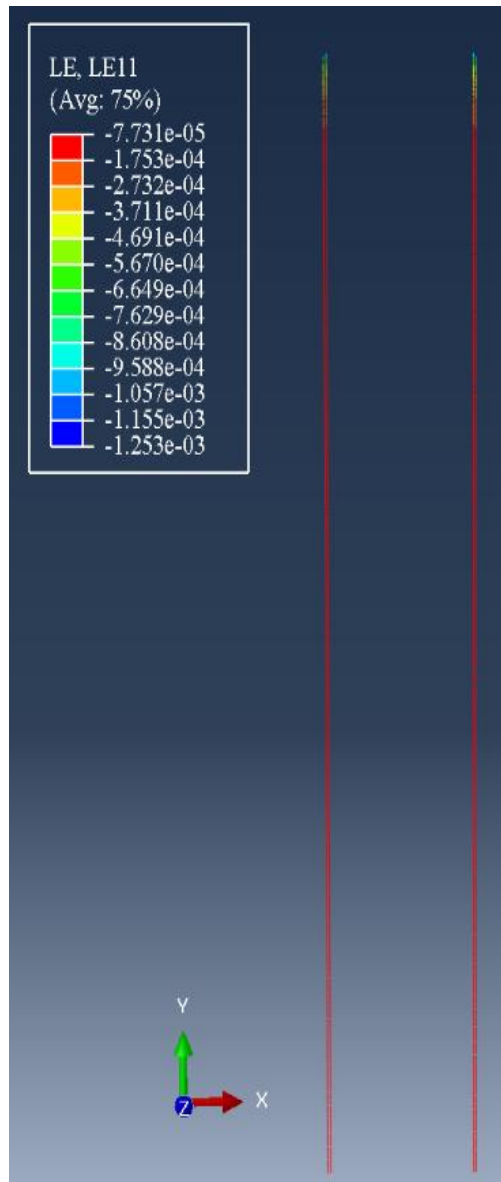
Tøyningen i betongen som er gitt Tabell 18 stemmer med tøyningen i betongen i Figur 40 fra Abaqus. Igjen ser man effekten av at "Tie"-funksjonen er aktiv før spennarmeringen påføres spenningsfeltet: Det blir strekktøyninger i betongens topp.

Figur 41 viser tøyningen til spennarmeringen som logaritmisk tøyning (LE11) og i Figur 42 ser man den elastiske tøyning (EE11). Den elastiske tøyningen viser samme verdi som Tabell 18 for gjengestangen, mens den logaritmiske tøyningen viser tøyningen i betongen. Dette virker rart da den elastiske tøyning skal inngå i den logaritmiske tøyning.

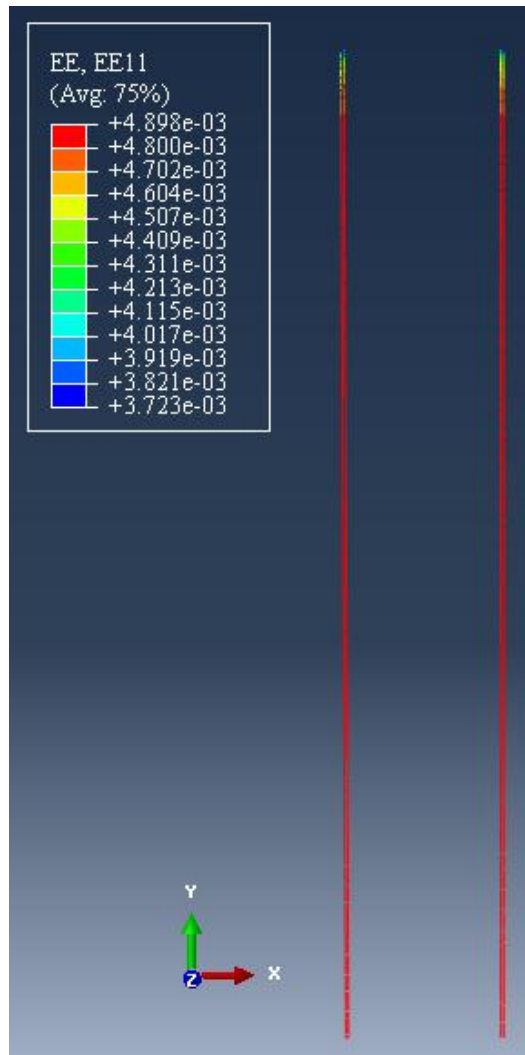
I henhold til teorien i Kapittel 1 skal tøyningensendringen i betongen og spennarmering være lik etter at heften er etablert. I Abaqus påføres heften i form av "Tie" før spenningen på 1000 MPa påføres gjengestengene. Betongen kommer i trykk, og dette skaper en trykktøyning i betongen. Det viser seg at det er det samme om betongen er "slave-" eller "master-surface", den logaritmiske tøyningen i spennarmeringen blir uansett $-7.78 \cdot 10^{-5}$.



Figur 40 Vertikaltøyning i betong pga. oppspente gjengestenger



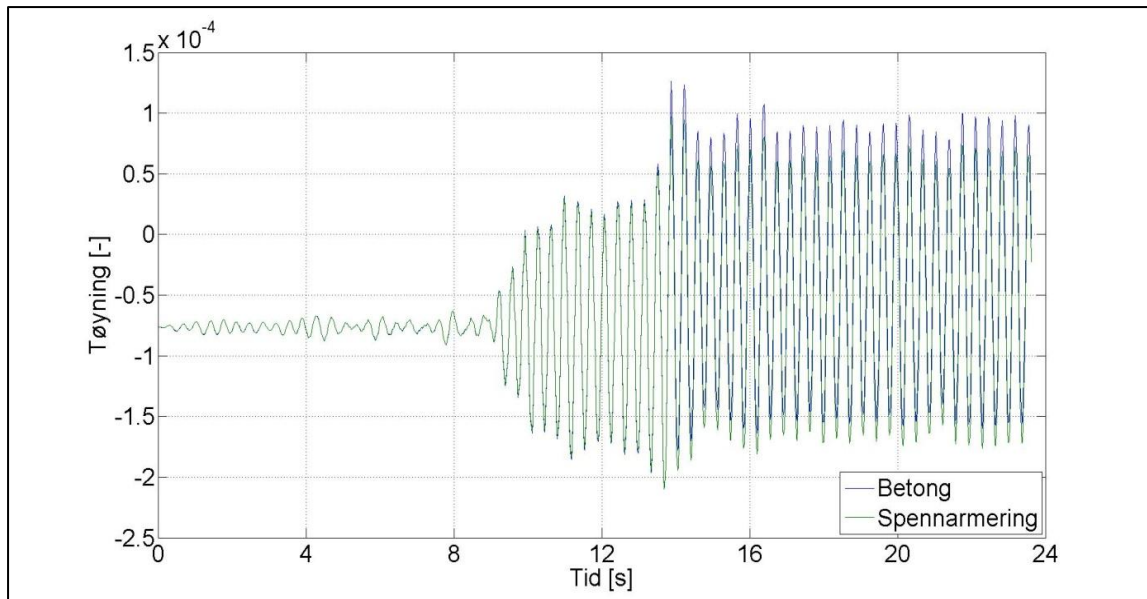
Figur 41 Logaritmisk aksialtøyning ispenarmeringen pga. oppspente gjengestenger



Figur 42 Elastisk aksialtøyning i spennarmeringen pga. oppspente gjengestenger

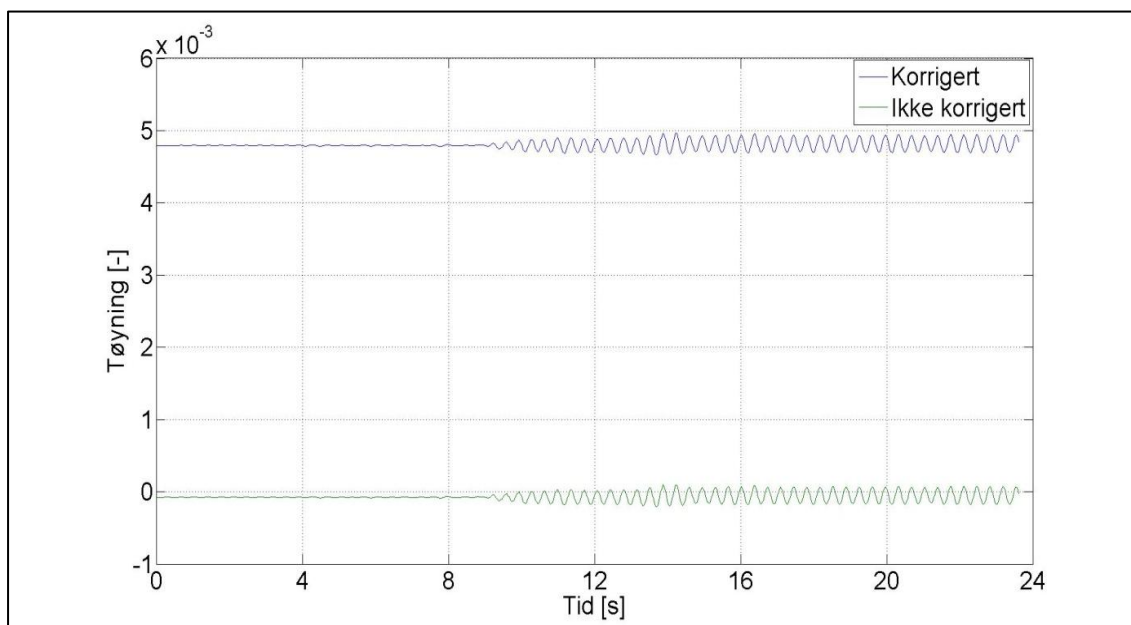
Det ble forsøkt å påføre ett termisk spenningsfelt isteden, men dette gir samme resultater som over; termisk tøyning på $4.88 \cdot 10^{-3}$ og logaritmisk tøyning på $-7.78 \cdot 10^{-5}$.

Figur 43 viser de logaritmiske tøyningene for ett betongelement og ett gjengestangelement som er koblet til dette. Man ser tydelig at betongen og armeringen er bundet sammen. I og med at tøyningen initielt er lik på grunn av modelleringen, så vil tøyningen og ikke bare tøyningens endring være lik i den dynamiske analysen. At den ikke er helt lik, kommer mest sannsynlig av hvordan tøyningen beregnes, siden S4R benytter redusert integrasjon. Men forskjellen er så liten, at dette ikke er studert nærmere.



Figur 43 Tøyning i spennarmering og betong, kompatibilitet

Det har ikke vært mulig for forfatteren å finne noen god forklaring logaritmisk tøyning viser trykktøyning i gjengestengene, mens elastisk og termisk tøyning viser en strekktøyning i gjengestengene. Etter diskusjon med veileder Geir Udahl ved Contiga AS (3) ble det valgt å benytte spenningsfelt for å påføre oppspenningen og legge $4.88 \cdot 10^{-3}$ til den logaritmiske tøyning, kalt Korrigert i Figur 44.

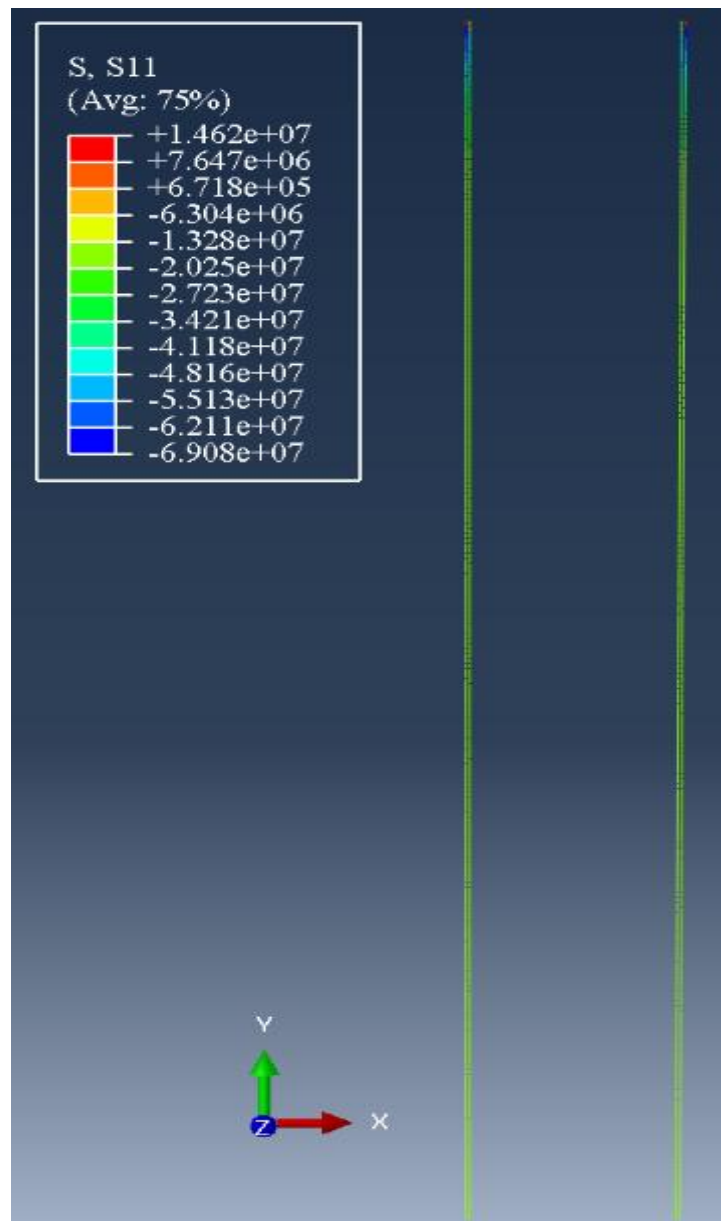


Figur 44 Korrigert tøyning i spennarmering

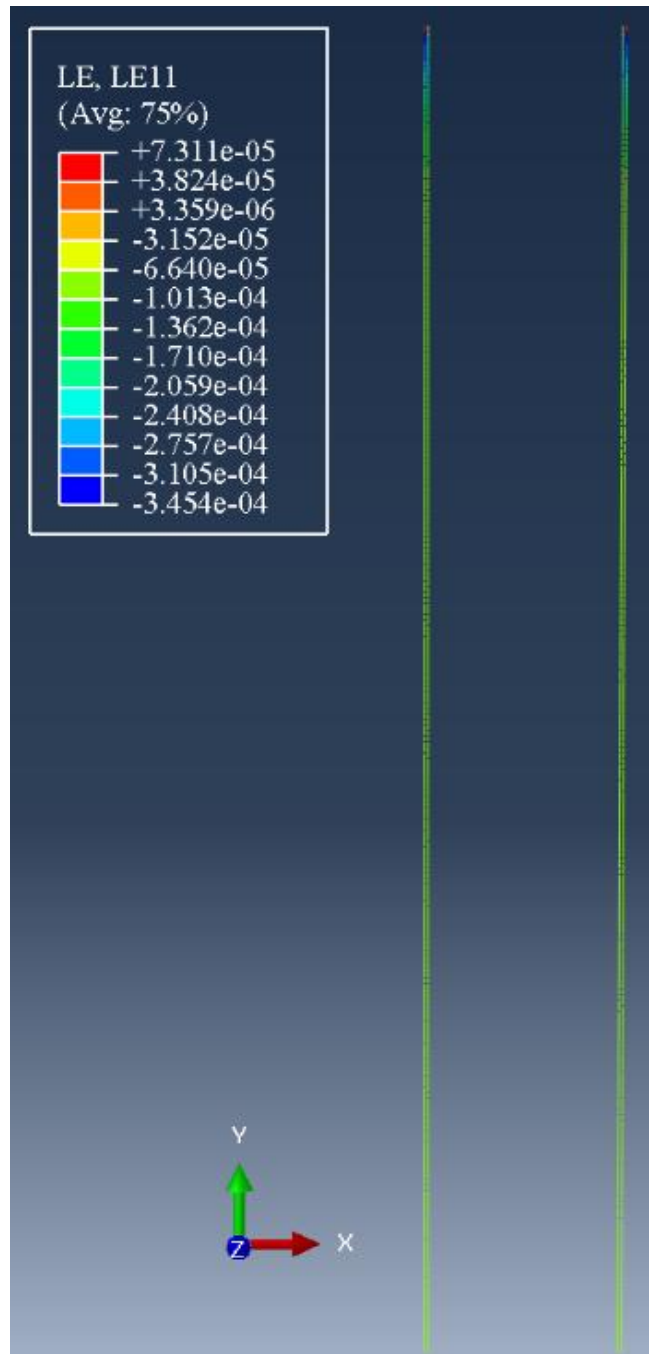
Kontroll av modellen med både slakkarmering og spennarmering

Slakkarmeringen blir modellert på samme måte som spennarmeringen, og det kontrolleres her at den har fått riktig spenning og tøyning. . Det benyttes 2*2 stenger med totalareal lik det

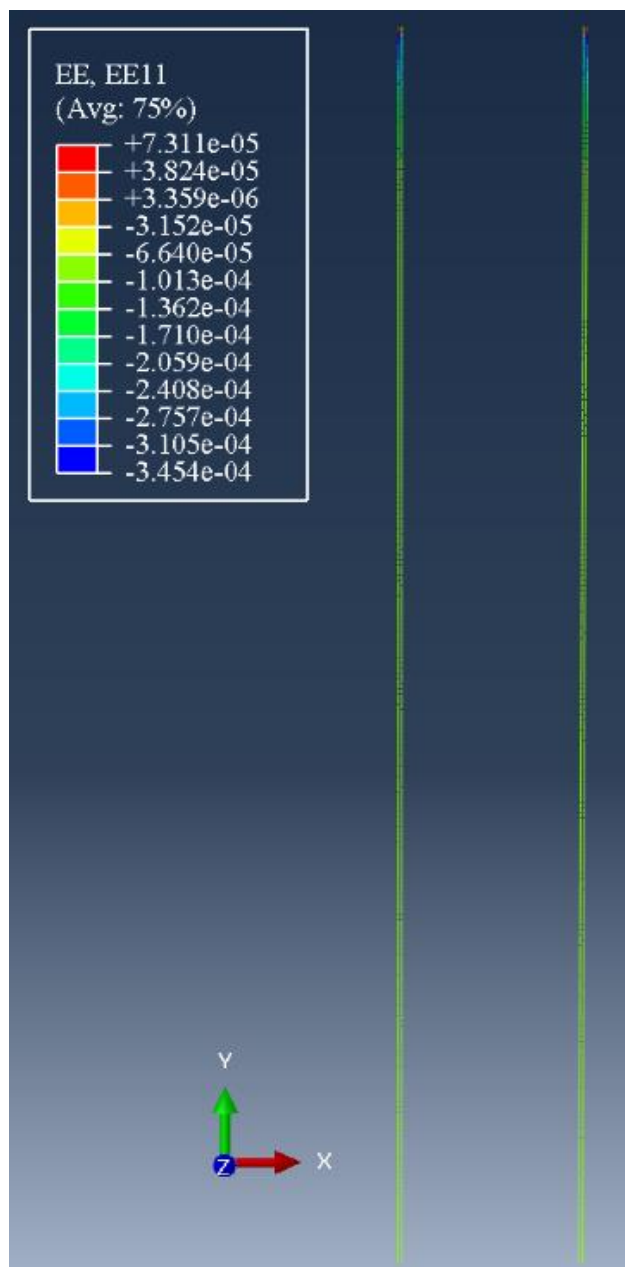
initsielt antatte, $3.8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$. Kun resultatene for spenning og tøyning i slakkarmeringen er gjengitt her, spenninger og tøyninger for betong og spennarmering er gitt i Vedlegg F. I henhold til Kapittel 1 er det realistisk at slakkarmeringen får trykktøyninger og trykkspenninger som følge av etterspenningen, som vist i Figur 45, 46 og 47.



Figur 45 Aksialspenning i slakkarmering pga. oppspente gjengestenger



Figur 46 Logaritmisk aksialtøyning i slakkarmeringen pga. oppspente gjengestenger



Figur 47 Elastisk aksialtøyning i slakkarmeringen pga. oppspente gjengestenger

Det ble så foretatt en kontroll der spenningen i betongen i vertikalretningen over ett gitt tverrsnitt ble integrert opp. Spenningene i nodene i dette tverrsnittet for spennarmering og slakkarmering ble avlest. Tabell 15 gir spenningene som resulterte fra denne metoden.

Tabell 15 Likevektsbetraktning

Komponent	Spenning	Pr stk.	Totalt
Spennarmering	+1.00 GPa	+1.27*10 ³ kN	5.08*10 ³ kN
Slakkarmering	-15.6 MPa	-14.7 kN	-58.8 kN
Betong	-2.78 MPa	-5.00*10 ³ kN	-5.00*10 ³ kN
Sum:			≈ 0 kN

En ser at spennarmeringen får riktig spenning. Spenningen i betongen er litt lavere enn tidligere, på grunn av slakkarmeringen.

Tøyningen i slakkarmeringen blir:

$$\frac{-15.4 \text{ MPa}}{200\,000 \text{ MPa}} = -7.70 * 10^{-5}$$

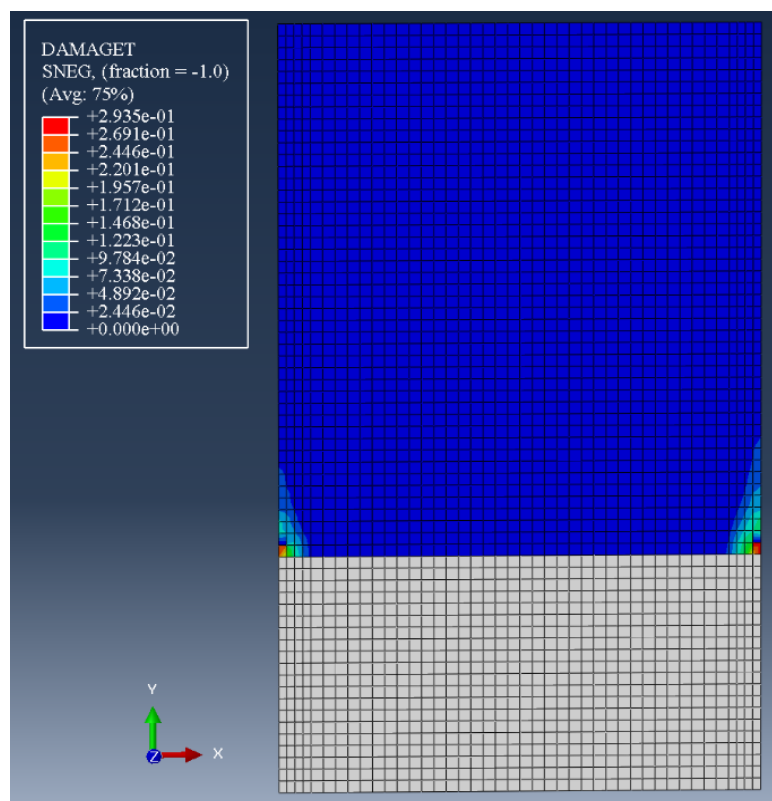
, som stemmer med tøyningen funnet i modellen i Figur 46.

Av Figur 45 og Figur 46 ser man at logaritmisk tøyning og elastisk tøyning viser samme verdi.

Det konkluderes derfor med at påføringen av etterspenningen er i tråd med teorien i Kapittel 1 og 4, justering av spennarmeringens tøyning tatt i betraktning.

Kontroll av "Concrete Damage Plasticity"

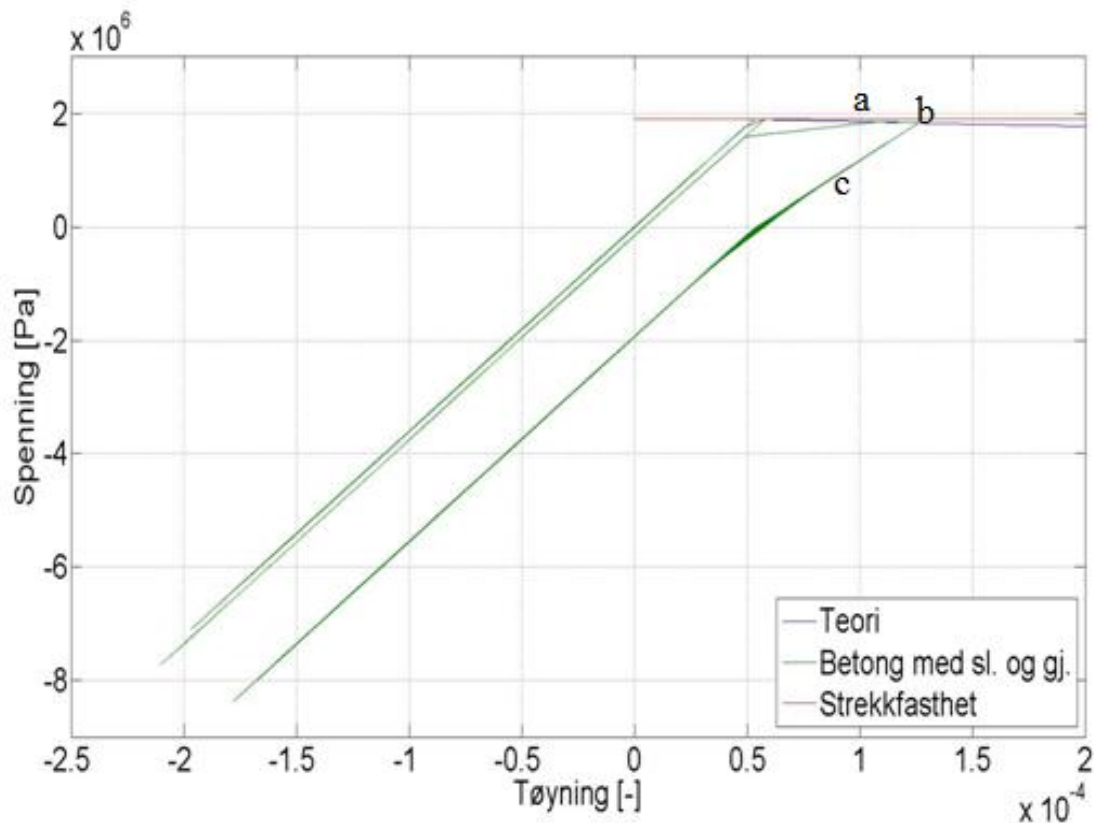
I dette avsnittet blir det trukket fram enkelte punkter fra betongmodelleringen i Kapittel 4. Det er tatt utgangspunkt i det betongelementet med høyest redusert elastisitet i strekk (størst DAMAGET) i Figur 48.



Figur 48 Redusert elastisitet i strekk (DAMAGET)

Figur 49 viser det vertikale arbeidsdiagrammet til dette elementet, sammen med spennings-tøyningssammeneheng for betong under strekk, her kalt Teori, gitt i Figur i 25 i Kapittel 4. Det blir utenfor oppgaven å gå igjennom alle detaljer i denne kurven, men det er ønskelig å fremheve noe for å kunne verifisere materialmodellen i henhold til Kapittel 4. Modellen er basert på ett flytekraterium, og ved benyttelse av modellen legger inn ett enaksialt spennings-tøyning forløp. Det betyr det at så lenge man har spenninger i betongen også i horisontal – og skjærretningen så vil ikke betongelementets vertikale arbeidsdiagram følge kurven kalt Teori eksakt.

For å verifisere modelleringen av degradasjonsparameteren, d_t , mot ikke lineær tøyning i strekk, henvises det til punkt b og c i Figur 49. Som man ser har avlastningen fra punkt b til c redusert elastisitet (elastisitetsmodul) fordi betongen har begynt å risse opp (fra og med punkt a følger betongen spennings-tøyningssammenhengen i strekk).



Figur 49 Spennings-tøyningssammenheng - Betong

Avleser verdier i punkt b og c i Figur 49 og beregner elastisitetsmodul, det henvises til Kapittel 4 og Figur 26.

Tabell 16 Spenninger og tøyninger i betong

Punkt	Spenning (MPa)	Total tøyning	Redusert elastisitet (MPa)
b	1.85	$1.26 \cdot 10^{-4}$	25761
c	0.769	$0.843 \cdot 10^{-4}$	

E-modulen til avlastningskurven, her kalt $E_{avlastning}$, er gitt som:

$$E_{avlastning} = E_{cm} * (1 - d_t)$$

, der d_t finnes fra den ikke-elastiske tøyningen i Figur 11 i Kapittel 3

Det henvises igjen til Figur 10 i Kapittel 3 og det beregnes ikke-elastisk tøyning i strekk (ϵ^{ck}) fra tøyningen i punkt b

$$\epsilon^{ck} = 1.26 * 10^{-4} - \frac{1.85 MPa}{36000 MPa} = 0.746 * 10^{-4}$$

Elastisitetmodulen for avlastningskurven, $E_{avlastning}$, blir da:

$$E_{avlastning} = E_{cm} * (1 - 0.278) = 25992 MPa$$

$E_{avlastning}$ stemmer med beregningene i Tabell 16.

I overgangen mellom trykk og strekk ser man at gjenvunnet stivhet tas hensyn til. Betongen har risset i strekk, og skal ikke gjenvinne sin initielle stivhet ved overgang fra trykk til strekk. Men siden betongens fortsatt er lineær elastisk i trykk (Stadium 1), så gjenvinner betongen sin stivhet i trykk, ved overgang fra strekk til trykk.

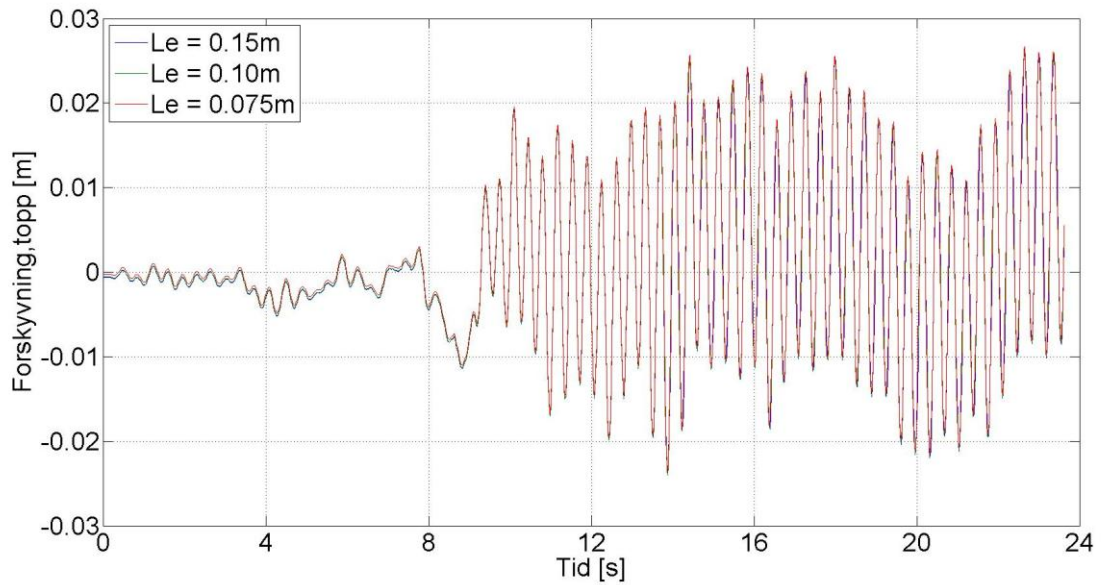
Kontroll av elementstørrelse

I henhold til Kapittel 4 må elementstørrelsen kontrolleres. Tre ulike elementstørrelser ble benyttet for å kontrollere at den valgte elementstørrelse var nøyaktig nok. Abaqus anbefaler en elementstørrelse på 0.3m. Den beregnede avstand mellom gjengestenger etter EC 2 er på 0.040-0.050m (Vedlegg C). Dette vil gi elementer med ett høyde-brede-forhold for skallelementene på opp til 6, fordi betongskiven må partisjoneres for å bindes til spennarmeringen. Dette kan gi noe unøyaktige resultater i enkelte tilfeller, og det er ikke ønskelig å benytte en elementstørrelse i størrelsesorden 0.040-0.050m. Beregningene vil da ta veldig mye lengre tid, siden veggskiven har store dimensjoner. Det er derfor valgt å endre avstanden mellom gjengestengene til 0.10m. Med ett høyde-bredde-forhold mindre eller lik 1.5 er man sikret en tilstrekkelig nøyaktighet i resultatene (30). Avstanden mellom gjengestengene tatt i betraktning, blir derfor elementstørrelsene (L_e) 0.075m, 0.10m og 0.15m vurdert.

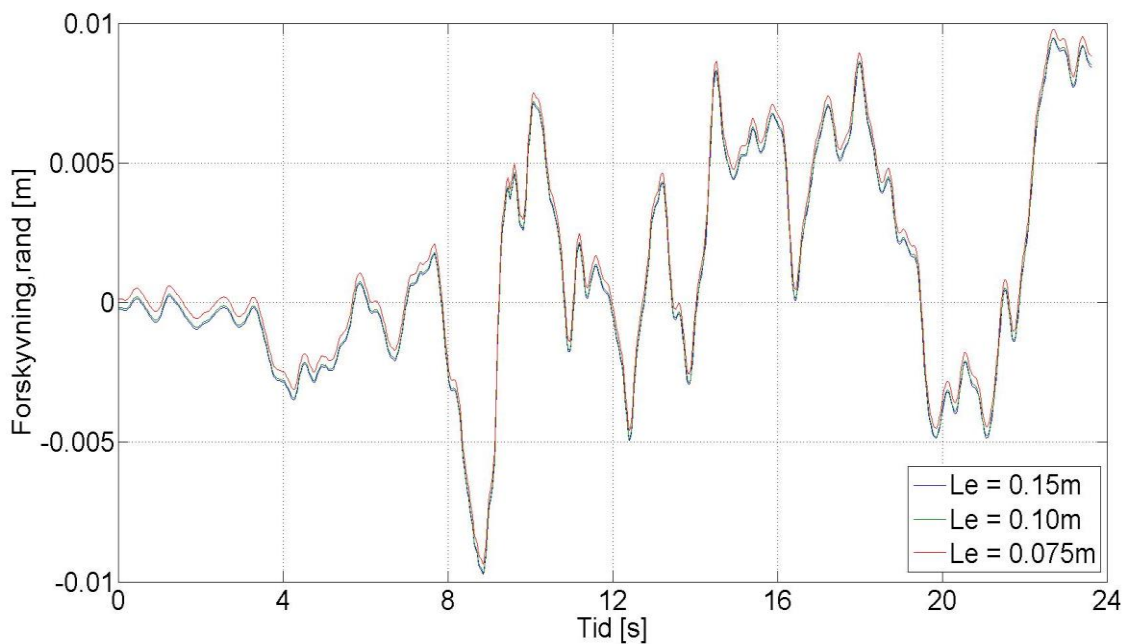
Avstanden mellom gjengestenger er nå større enn hva som er tillatt etter EC 2 (22). Siden betong-armering-interaksjonen er modellert inn i materialmodellen til betongen, er det antatt at dette ikke skal påvirke betongens oppførsel. I følge Abaqus (1), er betong og armeringens oppførsel uavhengig av hverandre når armeringen modelleres med aksialstav-elementer i betongen.

Modellens form gjør at man kun har elementer som er rektangulære.

Den horisontale forskyvningen som følge av en seismisk eksitasjon med a_g lik $0.72m/s^2$ kontrolleres. Figurene 50 og 51 viser horisontalforskyvningen ved skivens topp og ved randen mellom første og andre etasje. Sistnevnte ble tatt med spesielt fordi det er en overgang mellom lineær til ikke-lineær materialmodell for betongen ved denne randen, så det er sannsynlig at det vil bli spennings- og tøyningkonsentrasjoner her, som kan ha betydning for elementstørrelsen.



Figur 50 Nødvendig elementstørrelse



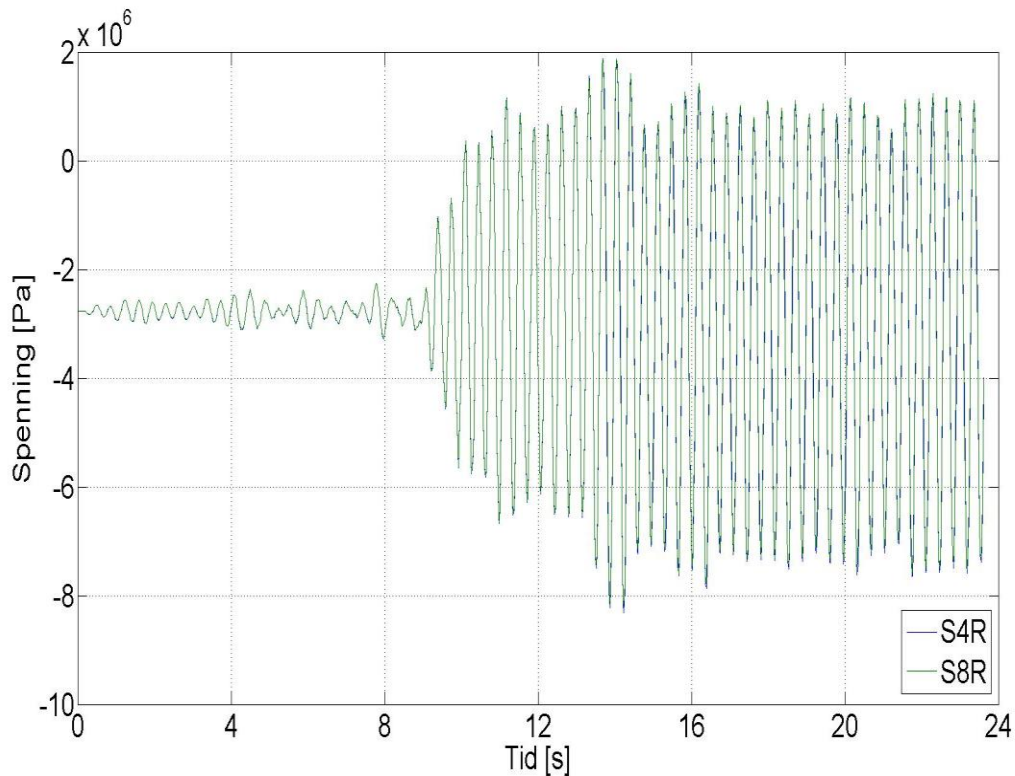
Figur 51 Nødvendig elementstørrelse

En elementstørrelse, Le , lik 0.15m gir tilstrekkelig nøyaktighet.

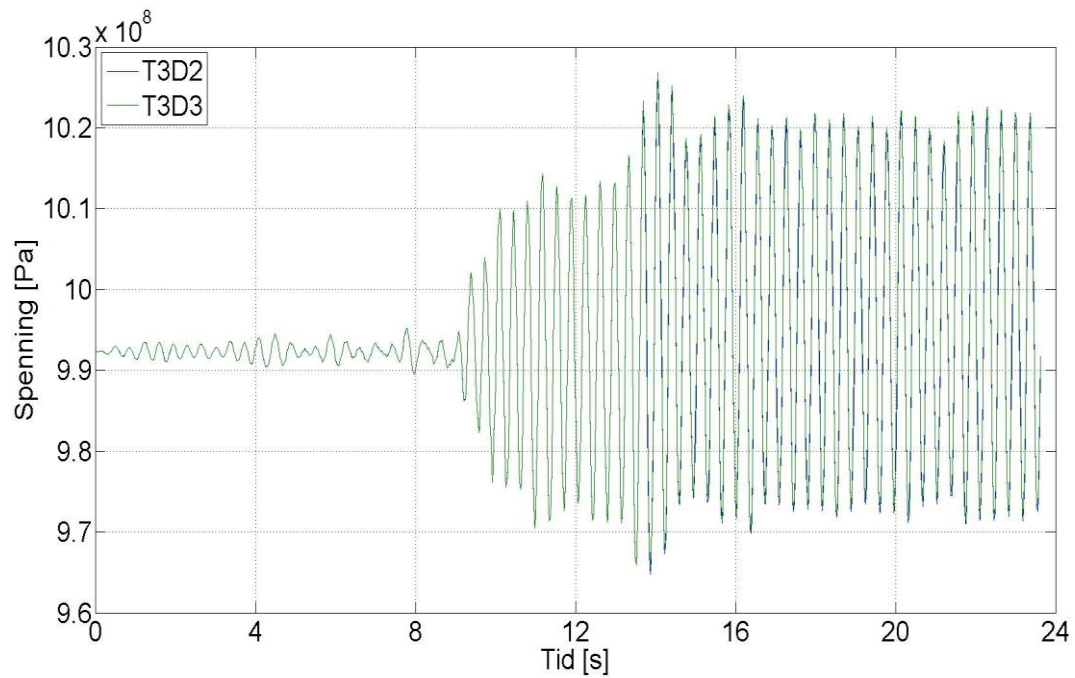
Kontroll av elementtype

I dette avsnittet blir det kontrollert om lineære elementer (S4R, T3D2) gir tilstrekkelig nøyaktighet eller om bruk av kvadratiske elementer (S8R, T3D3) er nødvendig. Den seismiske eksitasjonen er den samme som i forrige avsnitt.

Figur 48 viser redusert elastisitet for betong i strekk, $DAMAGET(d_t)$, ved tidsseriens slutt. Videre ser man at overgangen fra lineær til ikke-lineær materialmodell for betongen gir de største reduksjoner i stivhet. Det betongelementet med høyest $DAMAGET$ (størst stivhetsreduksjon) blir benyttet for å kontrollere for bruk av S4R og S8R. Det elementet i spennarmeringen som er koblet til det aktuelle betongelementet blir benyttet til å kontrollere for T3D2 og T3D3. Siden oppgaven dreier som om å se på spenninger og tøyninger, ble spenningen valgt som kontrollparameter.



Figur 52 Nødvendig elementtype - skallelement



Figur 53 Nødvendig elementtype - aksialstav-element

Forskjellen mellom om å benytte kvadratiske og lineære elementer er liten slik at det er tilstrekkelig å benytte de lineære elementene.

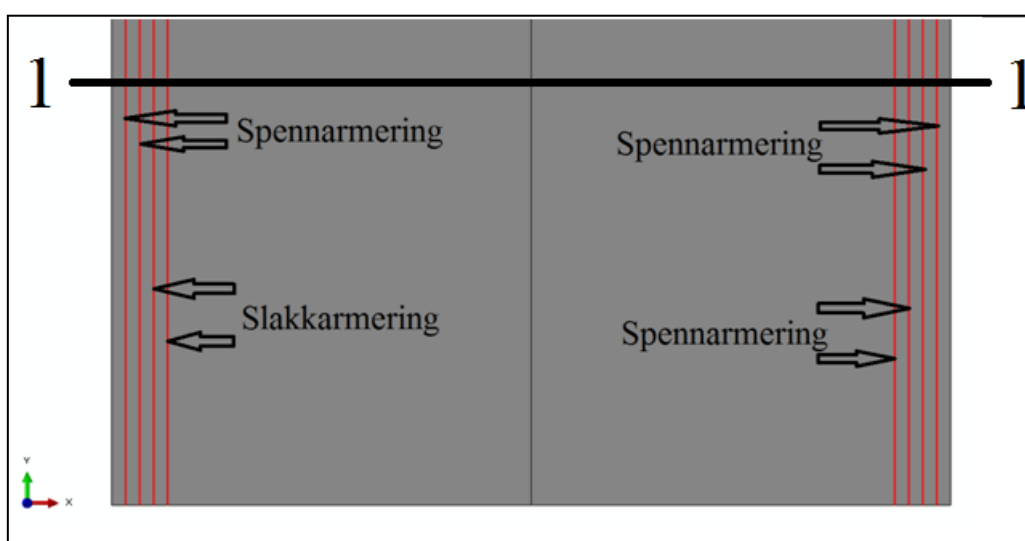
I denne oppgaven benyttes derfor elementtype S4R for betongen, og T3D2 for å modellere spennarmering og slakkarmering. Elementstørrelse i Abaqus settes til 0.15m ,og høyde – bredde-forholdet er derfor maksimalt 1.5.

6. Resultater fra ikke-lineære analyser og diskusjon

I resten av oppgaven benyttes initialtilstand om de spenninger og tøyninger som oppstår i de ulike konstruksjonsdelene som følge av at gjengestengene spennes opp. Det gjennomføres ett parameterstudium for å se på hvordan slakkarmeringen påvirker spennarmeringen under seismisk eksitasjon.

Det er mange parametere man kan studere i denne oppgaven. På bakgrunn av formålet med oppgaven, velger man å variere oppspenningen, arealet av slakkarmeringen og dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A, a_g . Alt annet holdes konstant. Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A, omtales heretter som dimensjonerende akselerasjon.

Figur 54 er en gjengivelse av Figur 37 fra Kapittel 5. Avstanden mellom vertikalarmeringen er lik elementstørrelsen.



Figur 54 Plassering av slakkarmering og spennarmering i veggskivens plan

Man har ikke noe godt utgangspunkt for ett parameterstudium, fordi det ikke er noen direkte kobling mellom dimensjonerende akselerasjon, størrelsen på oppspenningen, og mengden slakkarmering i konstruksjonen.

Derfor undersøkes først sammenhengen mellom dimensjonerende akselerasjon, a_g , og oppspenningen, ved hjelp av analysene gitt i Tabell 17.

Tabell 17 Initielle analyser

Analyse	Antall gjengestenger	Etterspenning (MPa)	a_g (m/s ²)	Trykkspenning i betong (MPa)
1a	4	1360	1.0 m/s ²	3.8
1b	4	1360	0.72 m/s ²	3.8

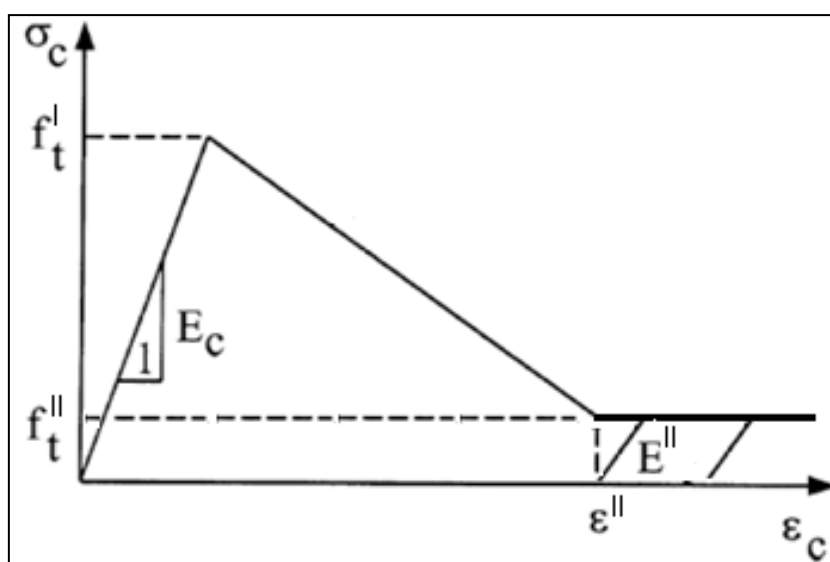
Betongens gjenværende kapasitet til å ta krefter for en gitt analyse ses i forhold til størrelsen på DAMAGET (d_t) for kapasitet i strekk, og DAMAGEC (d_c) for kapasitet i trykk. Dersom DAMAGET er lik 0.99, er elastisiteten til betongen i strekk redusert med 99 %, slik at man er ved ulykkestilstanden til betongskiven. Det er som kjent ikke tillatt i Abaqus å sette d_c og d_t lik 1.00.

Figur 55 beskriver hva som skjer når elastisiteten i betongen er redusert med 99% i strekk, dersom betongen hadde hatt en enaksiell spenningstilstand. I Kapittel 4 snakker man om at det er elastisitetsmodulen til betongen som blir redusert, men siden stivhet avhenger av elastisitetsmodul, er det innforstått at en reduksjon i elastisitetsmodul fører til en reduksjon i stivhet. Her er $f_t'' = 0.01 * f_t'$ og $\epsilon'' = 2 * 10^{-3}$ (ulykkestilstand). Fra formel (6) har man sammenhengen mellom plastisk tøyning, ϵ_t^{pl} , og inelastisk tøyning, ϵ_t^{ck} :

$$\epsilon_t^{pl} = \epsilon_t^{ck} - \frac{d_t}{(1 - d_t)} * \frac{\sigma_t}{E_{cm}} = \epsilon_t^{ck} - \frac{0.99}{(1 - 0.99)} * \frac{0.01 * f_t''}{E_{cm}} \approx \epsilon_t^{ck}$$

Betongen har nå en perfekt plastisk oppførsel i strekk, og den av- og pålastes med en E-modul, E'' , lik $0.01 * E_{cm}$.

I områder der elastisiteten i betongen er redusert med 99% vil tøyningene fortsette å øke. En økning i tøyningene i betongen fører også til økningen i tøyningen i armeringen, siden tøyningensendringen i betong og armering må være lik. Størrelsen på spenningene i armeringen vil avhenge av både elastisitetsmodulen til armeringen, og størrelsen på tøyningene.



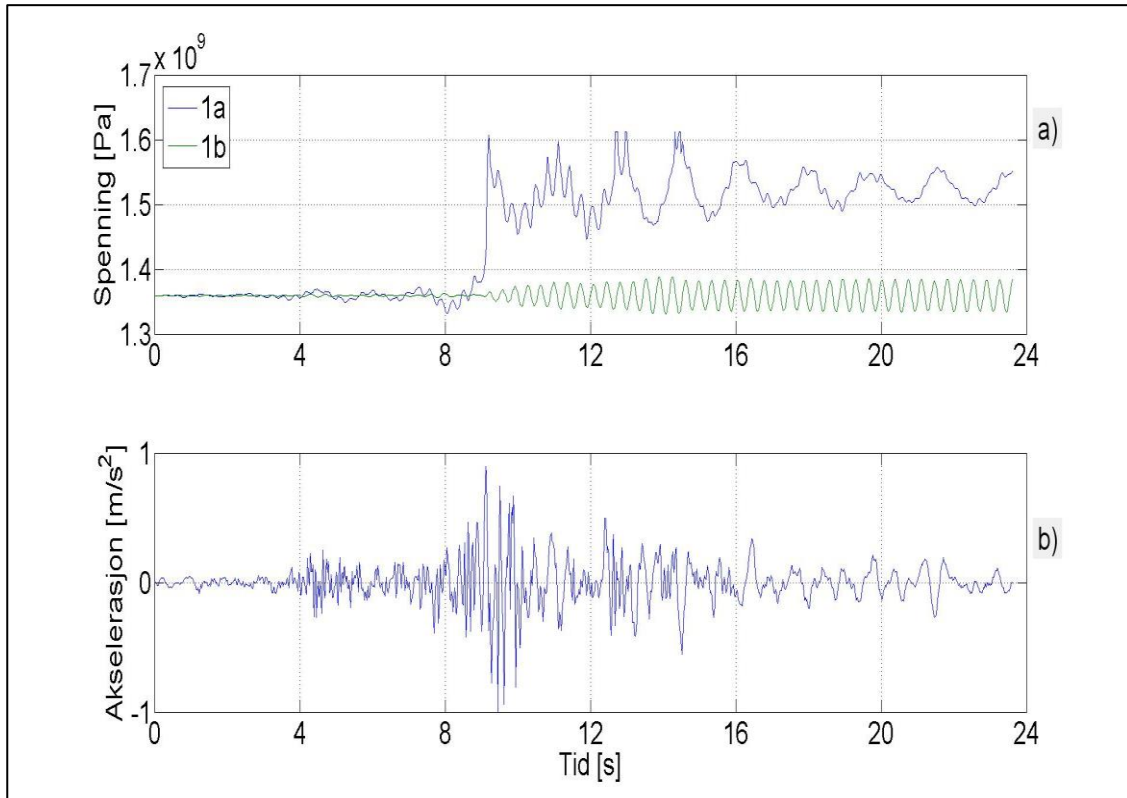
Figur 55 Betongens oppførsel ved DAMAGET lik 0.99

I alle figurer som viser tøyning og spenning er det innforstått at det er snakk om tøyning og spenning i mest påkjente element.

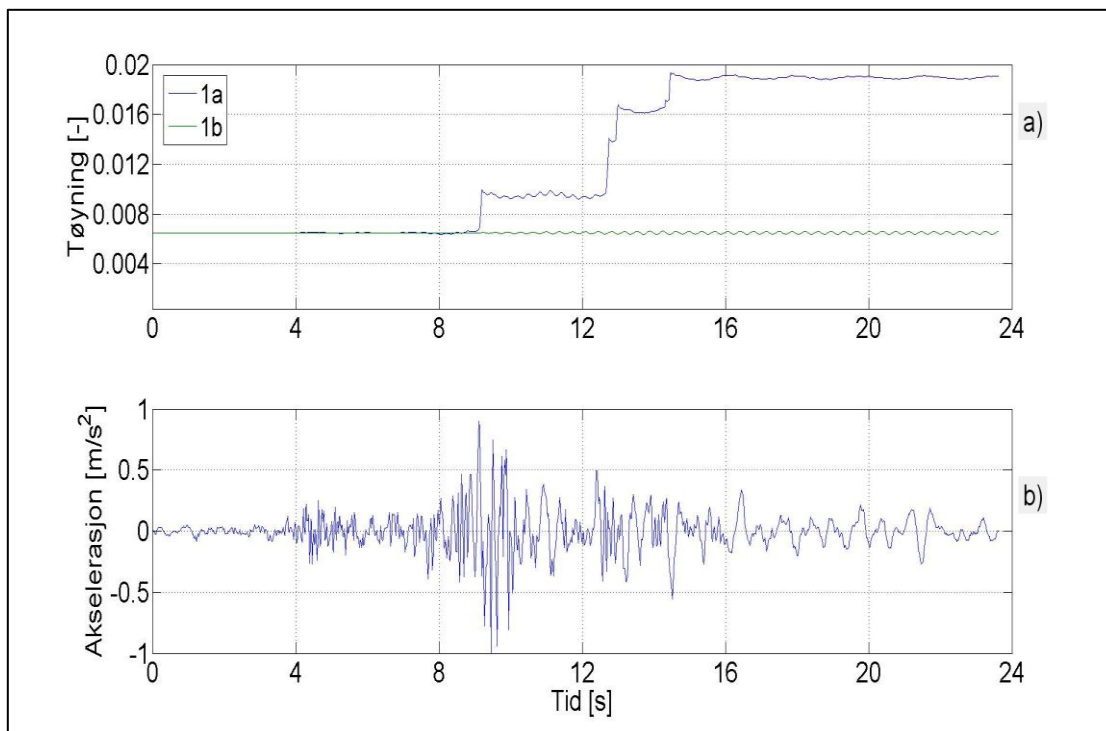
Figurene 56 og 57 viser resulterende spenninger og tøyninger for spennarmering i analyse 1a og 1b. Figur 59 og 60 viser redusert stivhet i analyse 1a og analyse 1b ved tidsseriens slutt. I analyse 1a er veggskiven for lite duktil i forhold til de seismiske påkjenningene, dette ser man ved å vise tidsvariansen til den reduserte stivheten i veggskiven (Figur 58): Veggskiven mister sin stivhet (99 % av denne) i løpet av ett sekund. Krefte i veggskiven blir for store, og veggskiven kollapser når dimensjonerende akselerasjon inntreffer i tidsserien, og spennarmeringen når sin ulykkestilstand.

I analyse 1b) får ikke veggskiven riss; den blir værende elastisk under hele den seismiske eksitasjonen, og responsen i spennarmeringen er tilnærmet lik den i initialtilstanden. Men det skjer ett skift i repsonsen i det dimensjonerende akselerasjon inntreffer i tidsserien.

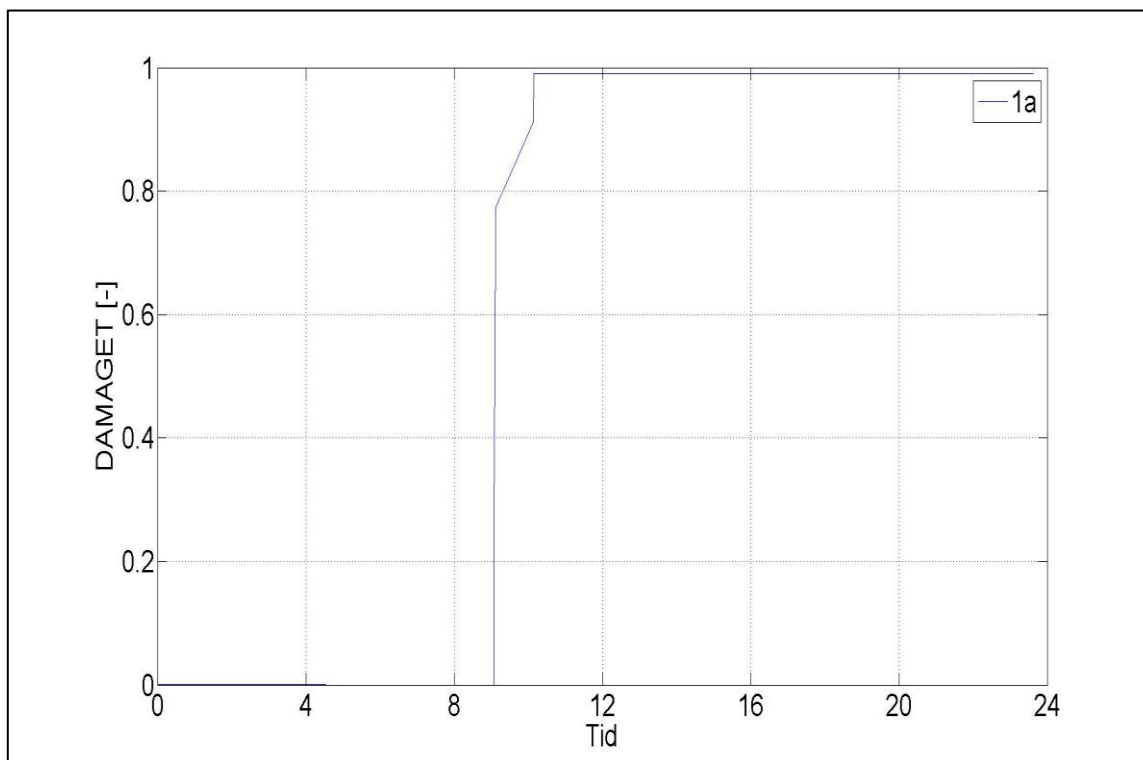
To helt ulike resultater i analysene 1a) og 1b), og det er ikke nødvendigvis urealistisk for de to verdiene som benyttes for diemsnjonerende akselerasjon, er ganske ulike.



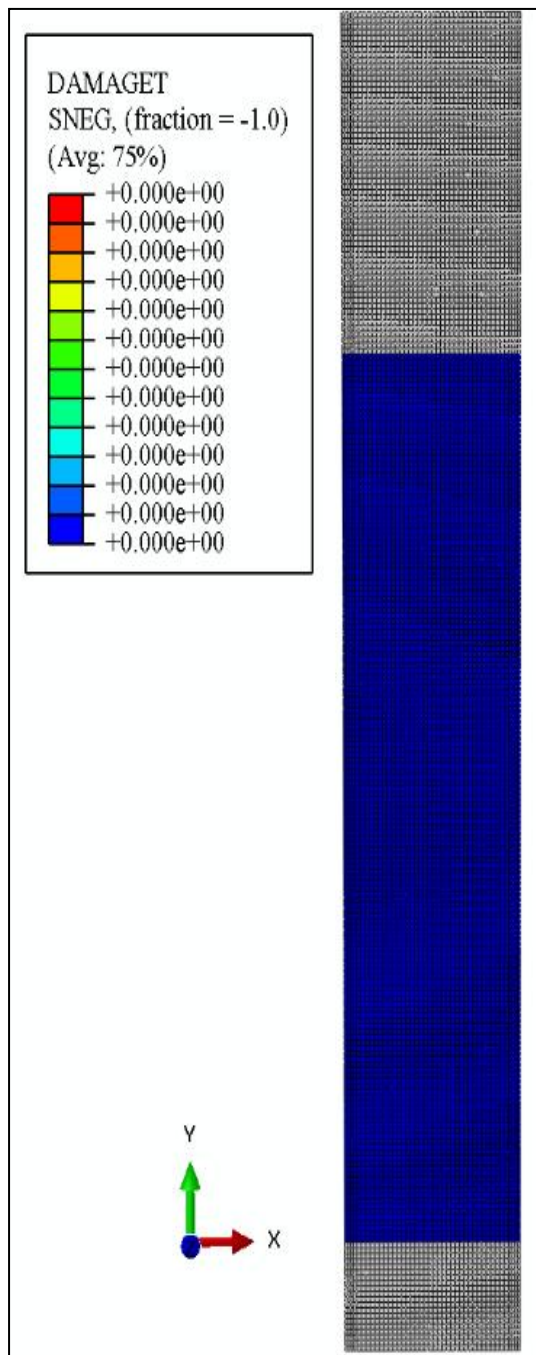
Figur 56 Aksialspenning i spennarmering, initielle analyser



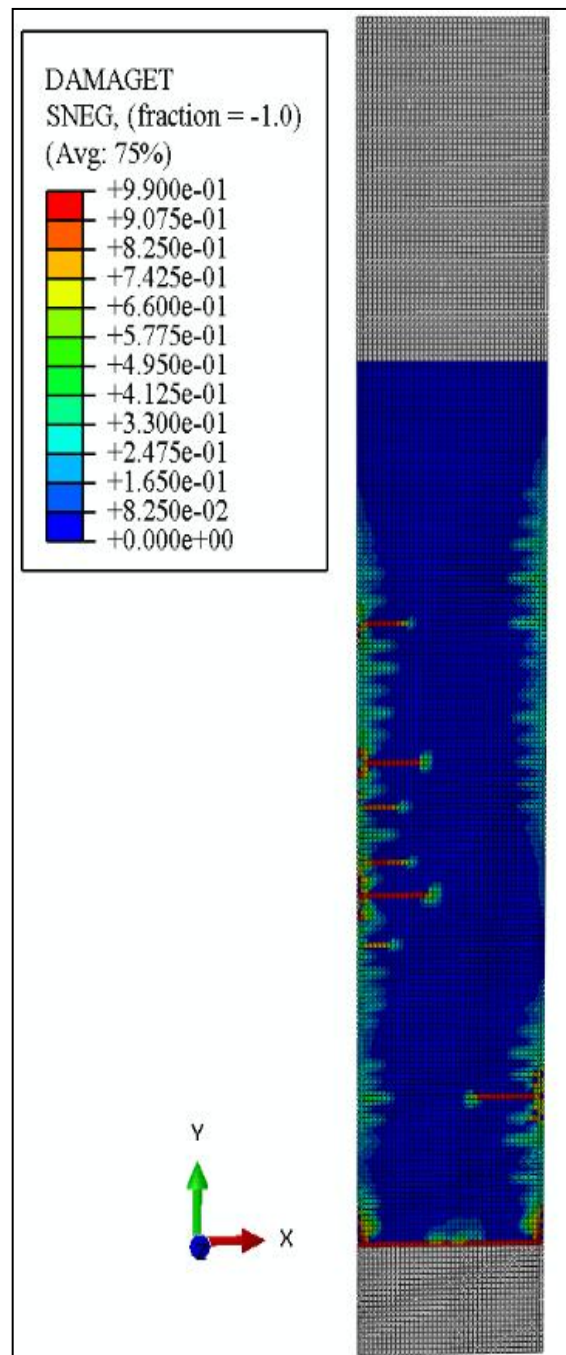
Figur 57 Aksialtøyning i spennarmering, initielle analyser



Figur 58 Redusert elasticitet i betong i strekk, analyse 1a



Figur 60 Redusert elastisitet, analyse 1b



Figur 59 Reduert elastisitet, analyse 1a

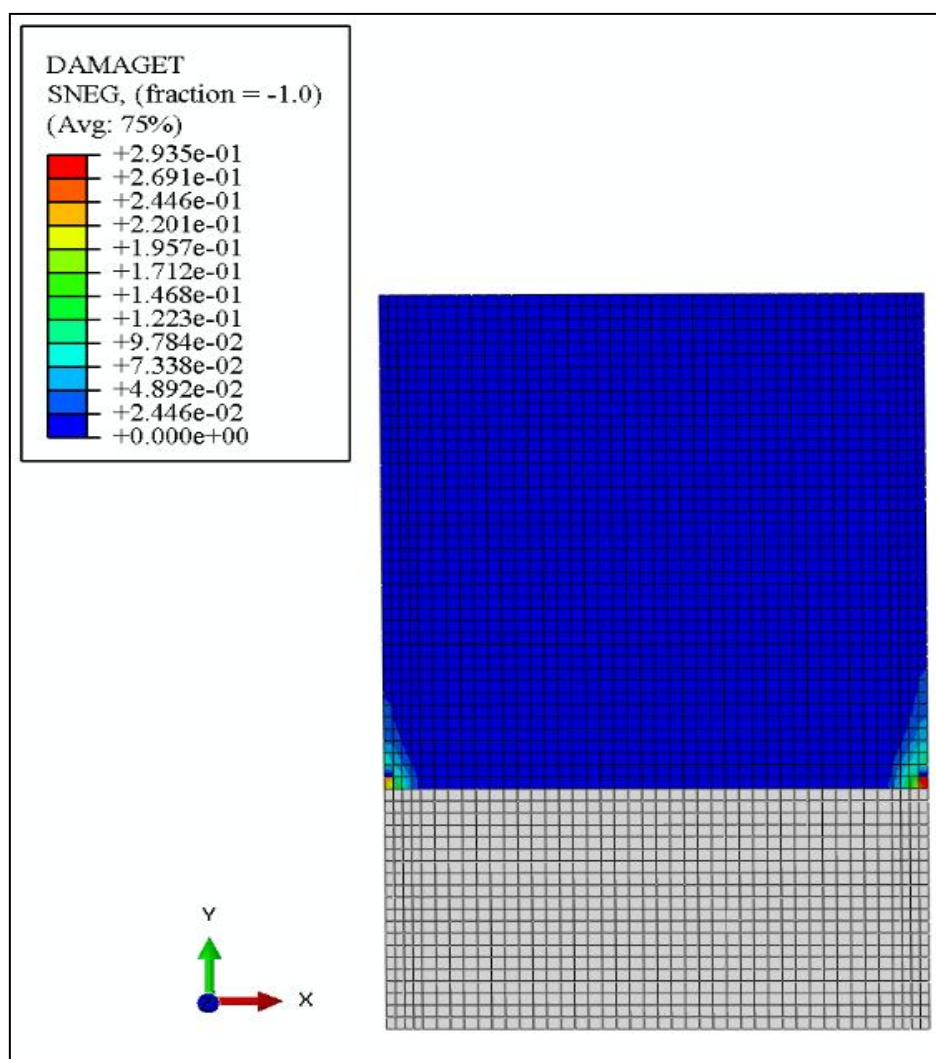
Siden den ene veggskiven i analyse 1a blir for lite duktil, velger man å redusere oppspenningen, og legge innslakkarmering i veggskiven. For sammenligningens del reduseres også oppspenningen i analyse 1b. Man får da analyse 1c og 1d i Tabell 18.

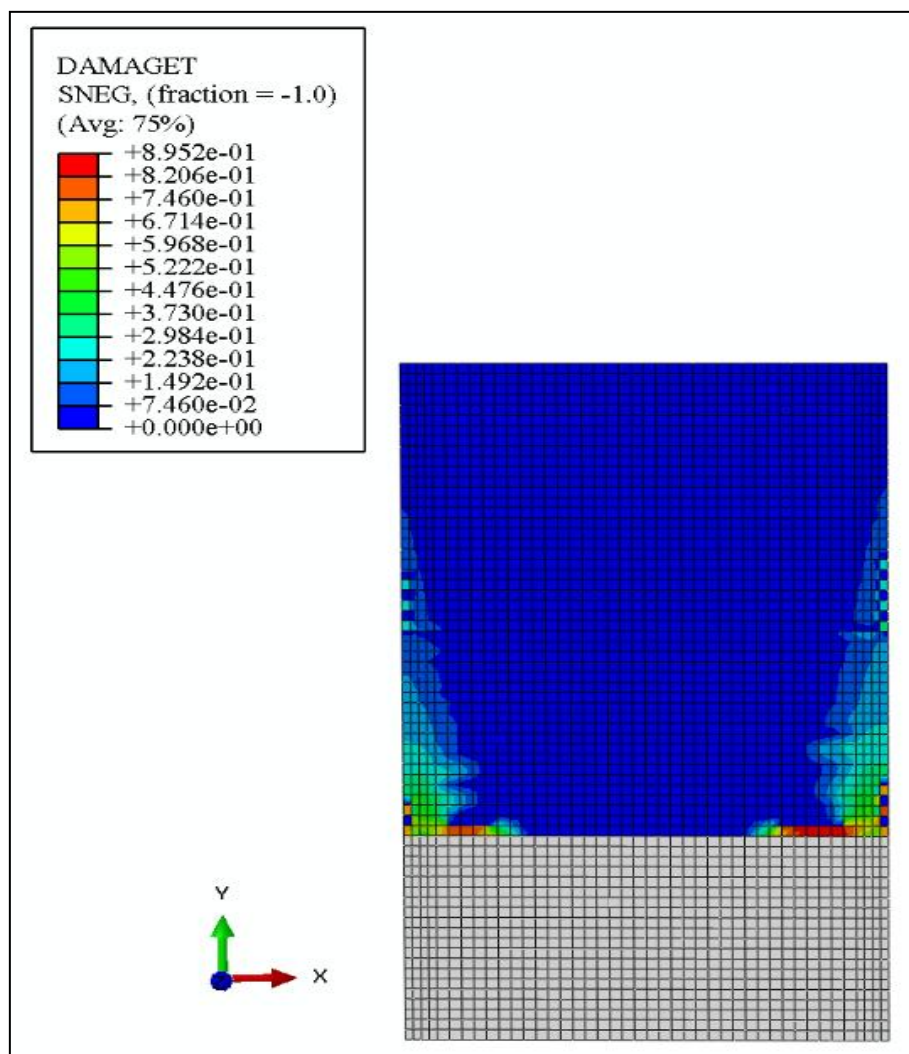
I Kapittel 4 opererte man med 6 gjengestenger og en oppspenning på 1360MPa, for å ta vindlasten. En analyse med dette og en dimensjonerende akselerasjon på 1.0m/s^2 har ingen hensikt da veggskiven kollapser for 4 gjengestenger og samme oppspenning. Og man avstår fra å kjøre en analyse med dimensjonernde akselerasjon lik 0.72m/s^2 fordi man ønsker å sammenligne respons for a_g lik 1.0m/s^2 og a_g lik 0.72m/s^2 .

I resten av oppgaven vises kun den delen av veggskiven som får riss. Siden de første 3m av veggskiven har en lineær materialmodell for betongen, risser ikke dette området opp, og man kan bente dette området som referanse for å forstå utbredelsen av riss i den enkelte analyse.

Tabell 18 Videre analyser

Analyse	a_g (m/s^2)	Antall SL	Totalareal SL	Antall, GJ.	Oppspenning, pr. GJ. (MPa)	Trykkspenning i betongen (MPa)
1c	0.72	2*2	$3.8 \cdot 10^{-3}$	2*2	1000	2.8
1d	1.0	2*2	$3.8 \cdot 10^{-3}$	2*2	1000	2.8
1e	1.0	2*2	$1.9 \cdot 10^{-3}$	2*2	1000	2.8
1f	1.0	2*2	$0.94 \cdot 10^{-3}$	2*2	1000	2.8
1g	1.0	2*2	$0.47 \cdot 10^{-3}$	2*2	1000	2.8





Figur 62 Redusert elastisitet, analyse 1d

En velger å holde mengden "tension stiffening" i betongen konstant og heller studere hva en reduksjon i arealet til har å si for oppførselen til spennarmering og slakkarmering. Men man må være klar over at en endring i mengde slakkarmering i modellen burde følges av en endring i "tension stiffening" også, siden "tension stiffening" avhenger av blant annet avhenger av diameteren til armeringen.

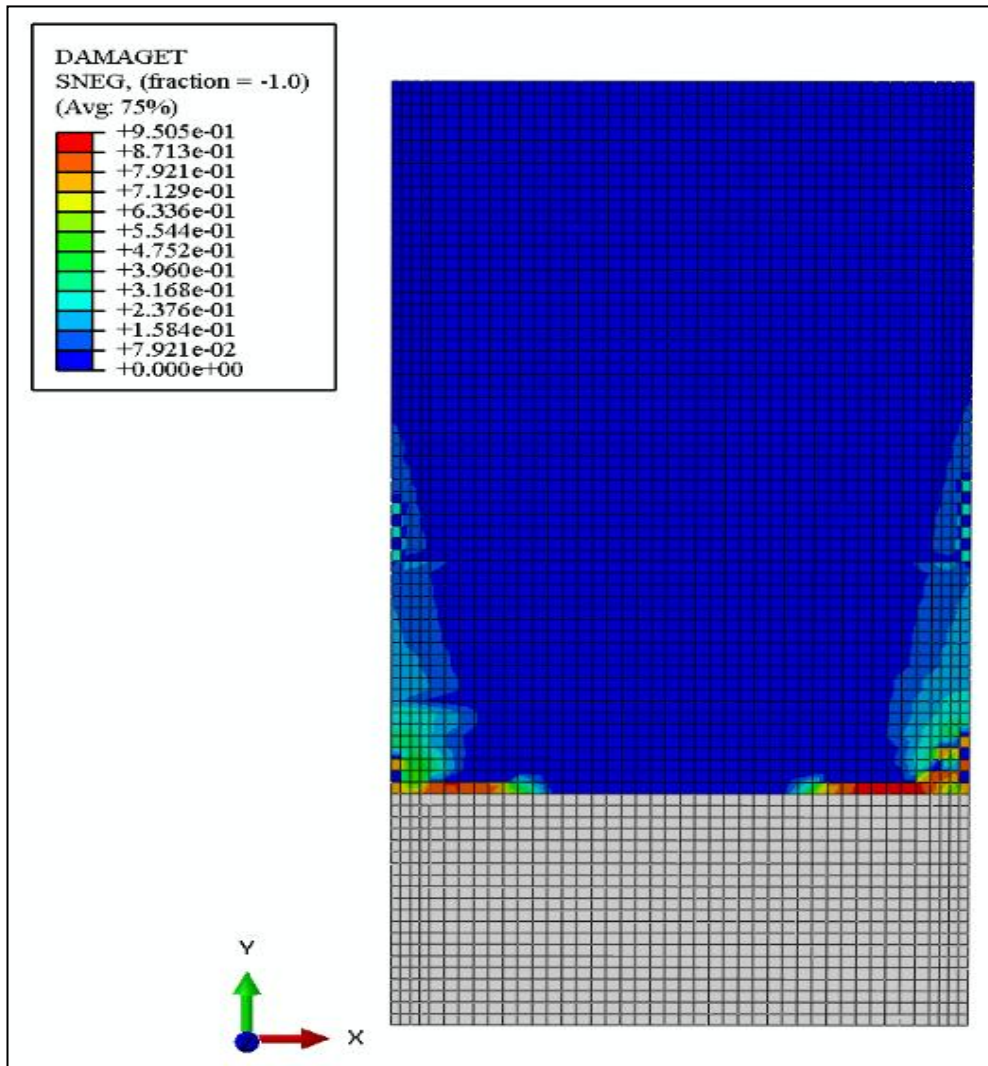
For analyse 1c) ser man av Figur 66 og Figur 69 at reponsen spennarmeringen fortsatt er lav sammenlignet med initialtilstanden, og slakkarmeringen blir værende elastisk (Figur 67 og Figur 68). Skiftet i reponsen tydeligere enn i analyse 1a. Videre ser man at stivheten i veggskiven på det meste er redusert med opp til 30 %.

I analyse 1d) har man områder der stivheten til veggskiven er redusert med 90%, hvilket betyr at veggskiven har igjen 10% av sin kapasitet til å ta krefter i disse områdene. Reduksjonen i stivhet har gjort veggskiven mer duktil, og den har anledning til større deformasjoner, og når derfor ikke sin ulykkestilstand.

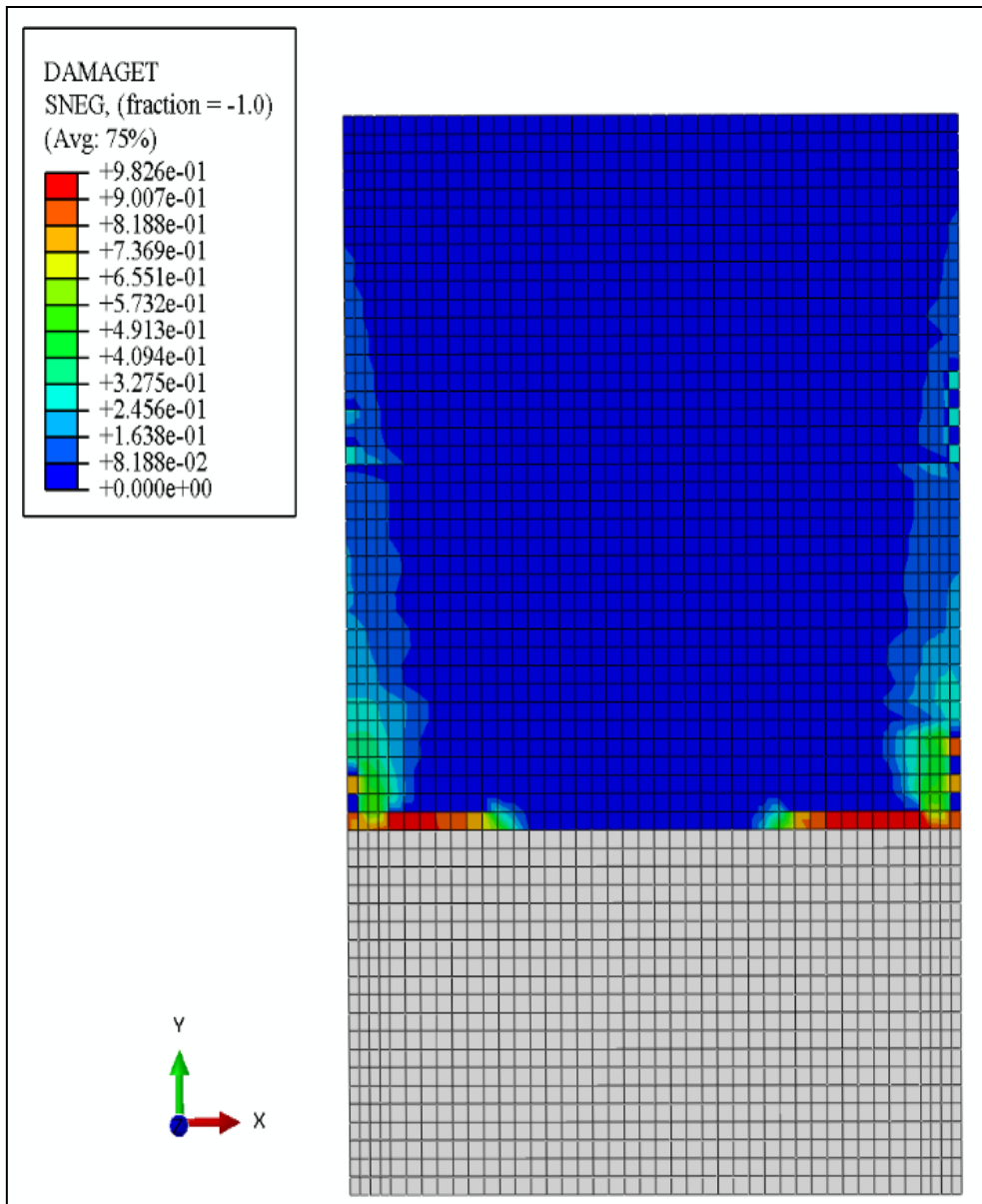
På bakgrunn av analysene velges det å å redusere mengden slakkarmering i analyse 1d) fordi man ønsker å studere spenninger og tøyninger i det betongen får redusert 99 % av sin stivhet,

da dette vill gi størst spenninger og tøyninger i slakkarmeringen. Man får da analyse 1e), 1f og 1g) i Tabell 18.

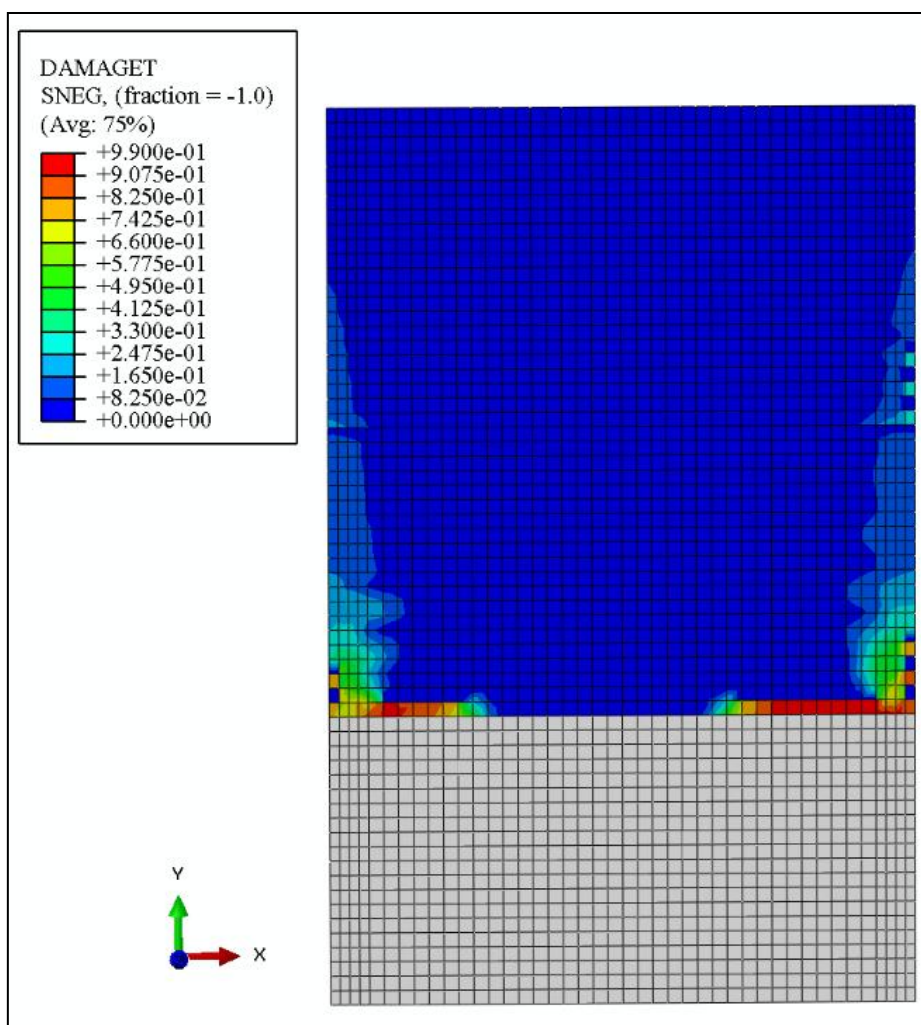
Reduksjonen i elasticitet er for analysene 1e,1f, og1g presentert i Figurene 63, 64 og 65. Responsen i slakkarmeringen er igjen gitt i Figur 67og 68, mens reponsen i spennarmeringen er gitt i Figur 66 og 69.



Figur 63 Redusert elasticitet analyse 1e



Figur 64 Redusert elastisitet, analyse 1f



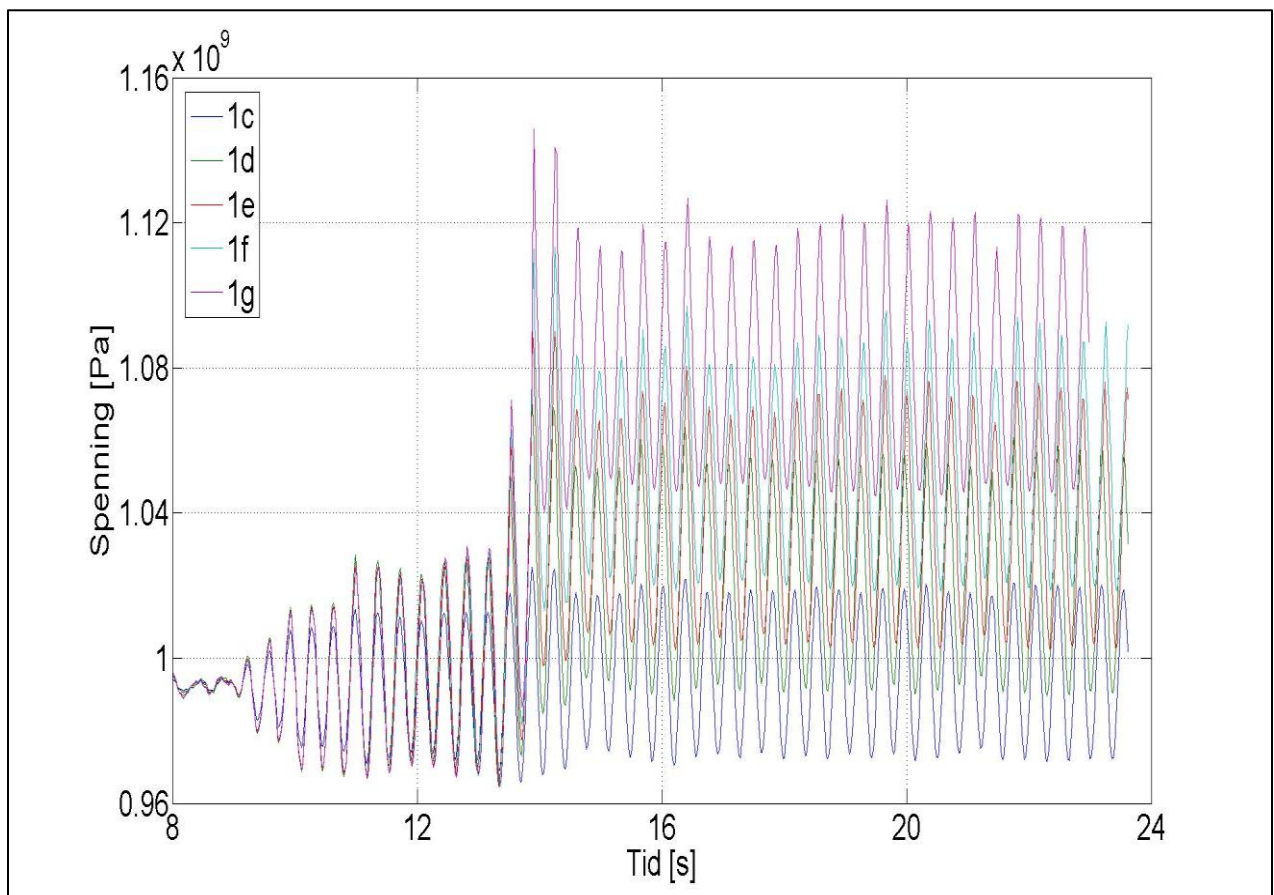
Figur 65 Redusert elastisitet, analyse 1g

For analyse 1 f) ga ett totalt slakkarmeringsareal lik $0.94 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ en reduksjon i stivhet på 98,62 %, som betyr at gjenværende strekkapasitet i betongen er ca. 1.28 % av den initielle; man er nær ved å nå ulykkestilstanden til betongen. Ytterligere reduksjon av arealet av slakkarmering ga i analyse 1g at betongens stivhet redseres med 99 % (Figur XX) i noen områder; man har nådd ulykkestilstanden til betongen. Men veggskiven holdes fortsatt sammen fordi det ikke er flytning i hverken slakkarmering eller spennarmering. Med henvisning til Figur 54 ser man at de områder i betongen hvor stivheten er redusert med 99 % ligger rundt slakkarmeringene. Det er med andre ord for lite ”tension stfiffening” i området omkring slakkarmeringen, en siden spennarmeringen ikke flyter opprettholder veggskiven sin funksjon. I området rundt spennarmeringen er den gjenværende stivheten høyere, og det gir derfor mening at responsen i spennarmeringen ikke skal øke så mye nettopp fordi stivhetsreduksjonen i betongen er mindre her.

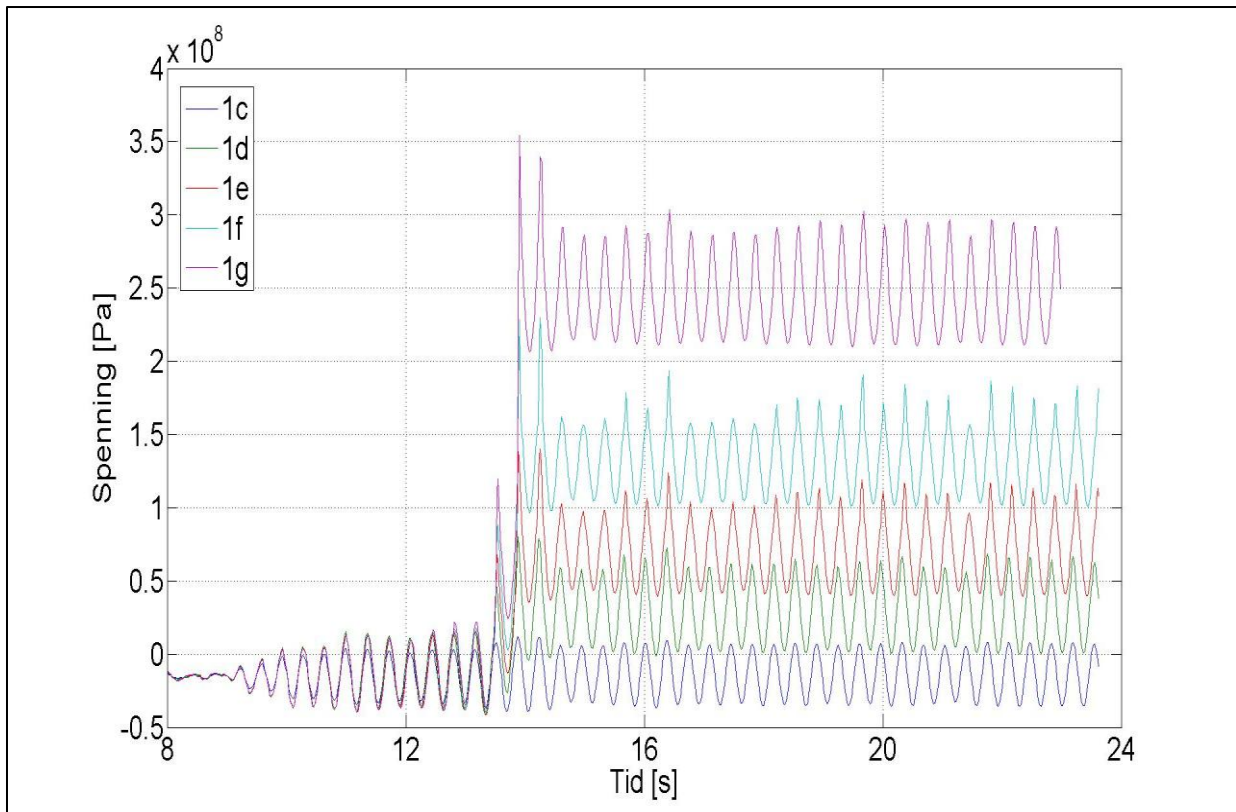
Siden arealet av slakkarmeringen avtar blir påkjenningene på betongen rundt slakkarmeringen større, med reduksjon i areal av slakkarmeringen. Videre virker avstanden mellom slakkarmeringen og spennarmeringen å være for stor til at oppførselen i spennarmeringen påvirkes av størelsen på arealet til slakkarmeringen. I analyse 1g er slakkarmeringsarealet redusert med 94 %, og allikevel øker ikke responsen i spennarmeringen betydelig.

Dette kan muligens komme av betongens plastiske oppførsel. Dersom betongen hadde hatt anledning til å gå helt til brudd (DaMAGET lik 1.0) burde det bli en større overføring av krefter til spennarmering, intuitivt sett, siden slakkarmeringsarealet nå er veldig lite.

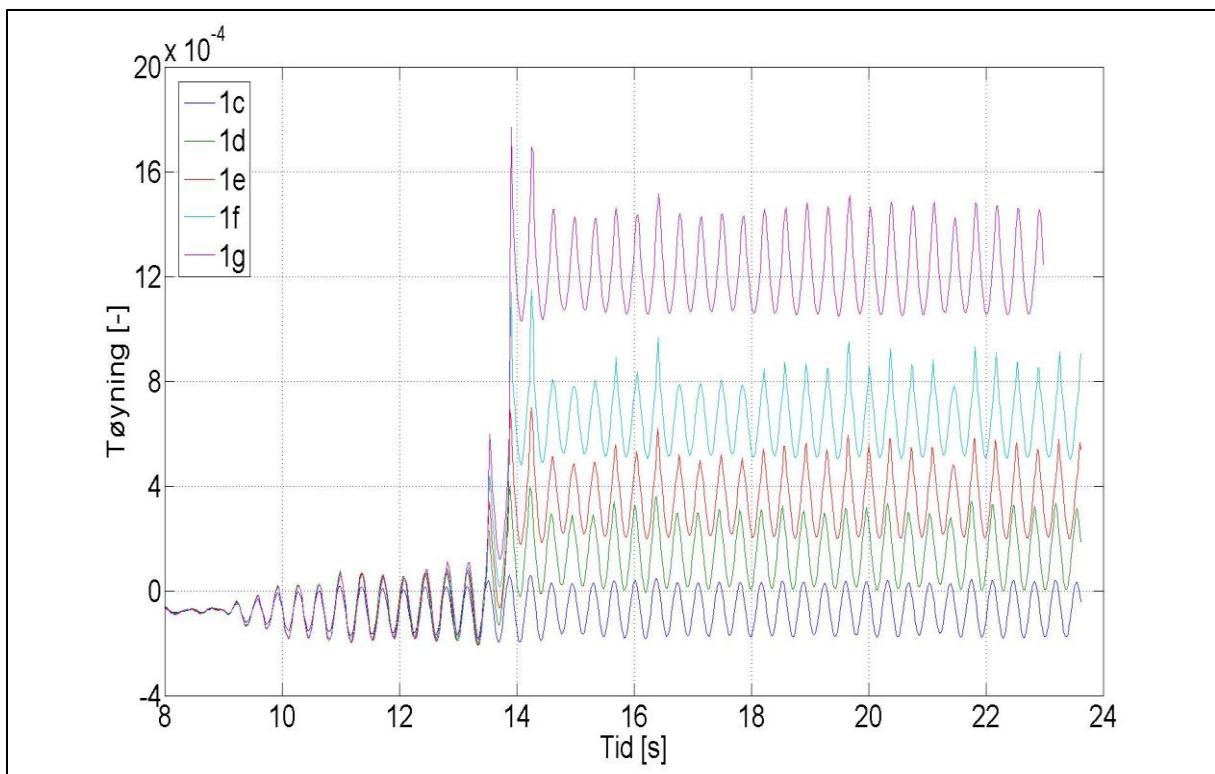
Med refereranse til Tabell 18: Ett totalt areal av slakkarmeringen på $0.24 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ fordelt på 4 armeringsstenger gir en dordiameter på ca 5mm. Dette er ikke en realistisk kamstørrelse, og valget av areal er kun tatt med for å dokumentere at det ikke er mulig for slakkarmeringen å nå sin flytespenning.



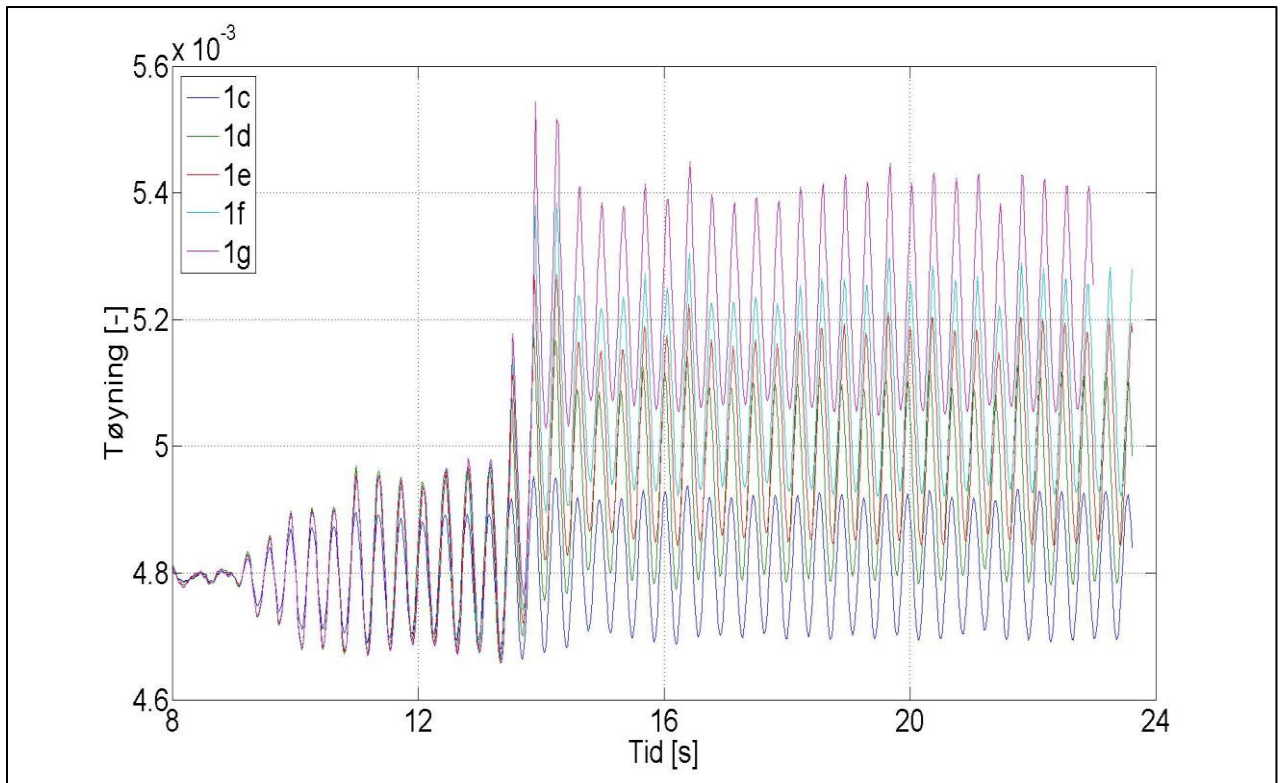
Figur 66 Aksialspenning i spennarmering, analse 1c-1g



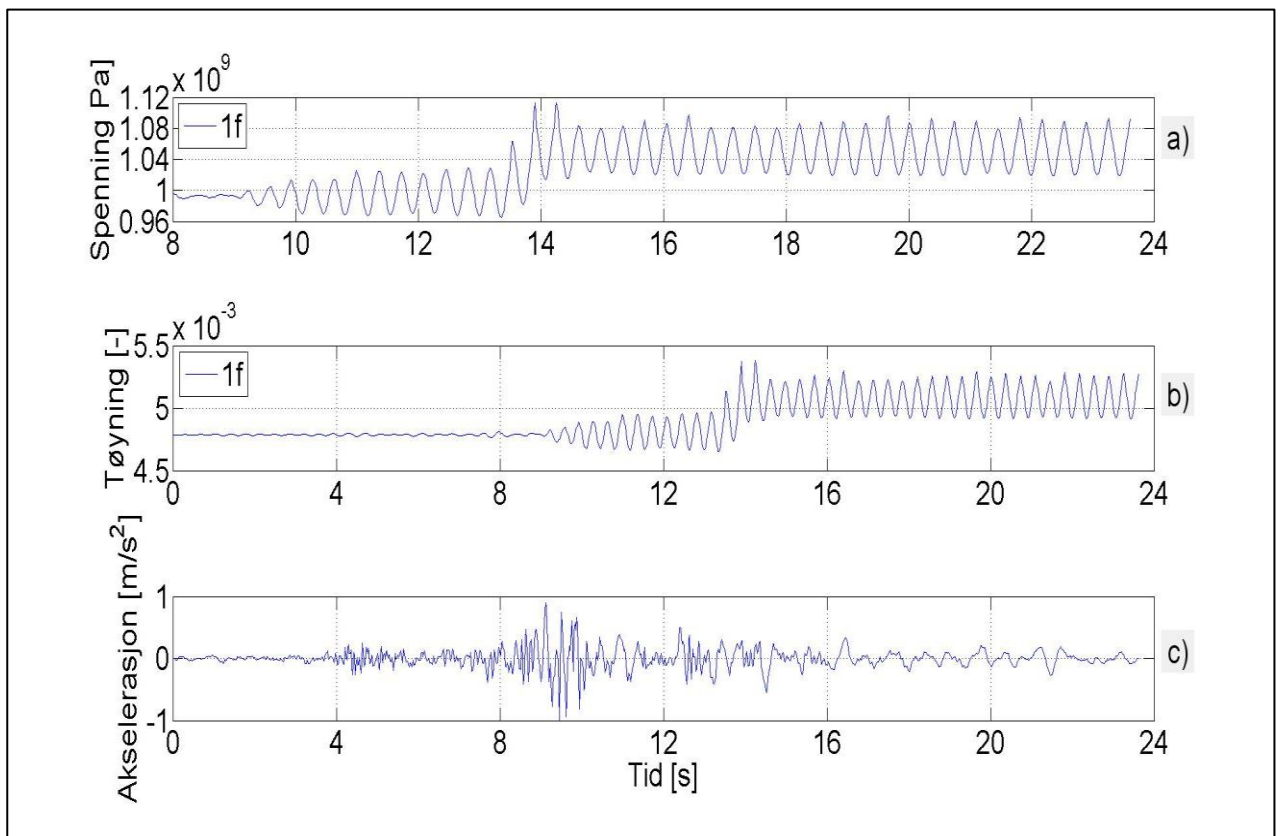
Figur 67 Aksialspenning i slakkarmering, analyse 1c-1g



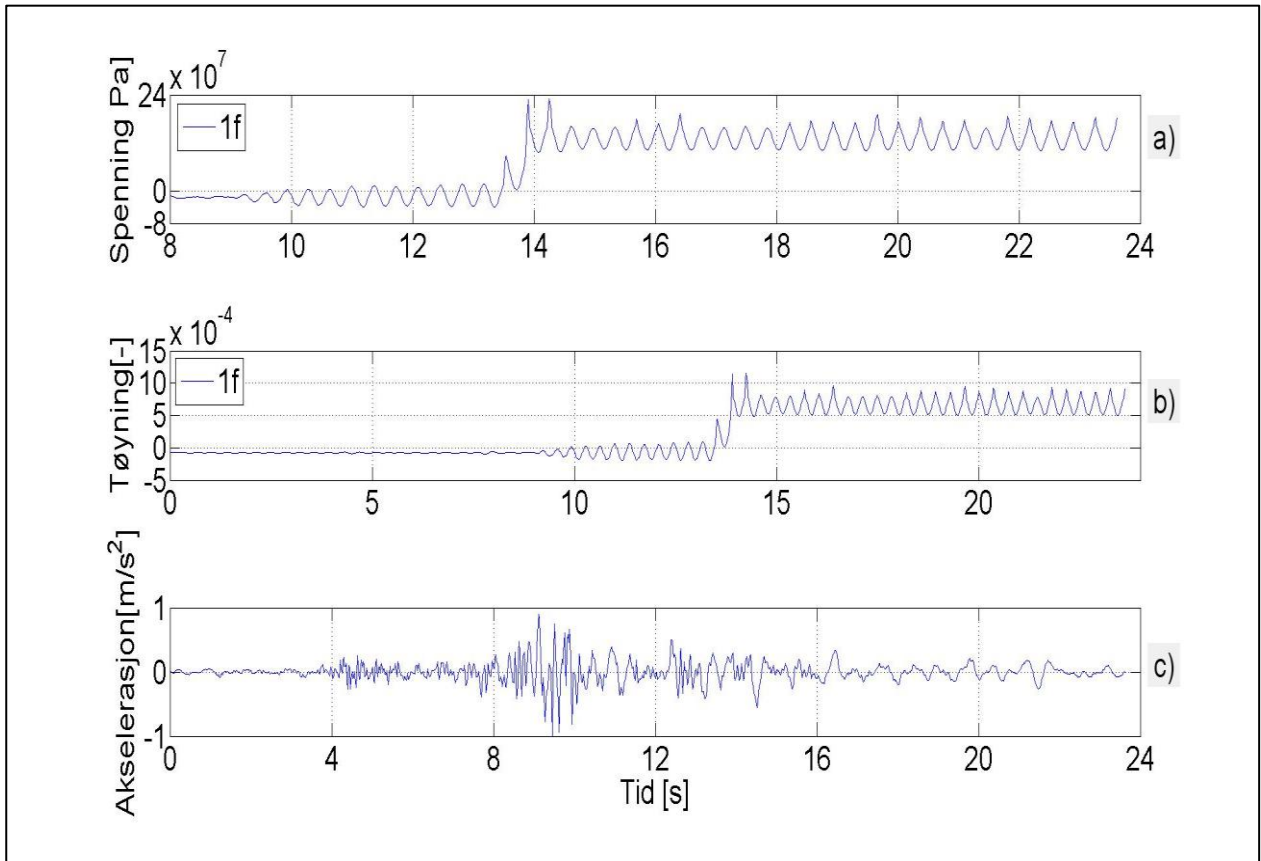
Figur 68 Aksialtøyning i slakkarmering, analyse 1c-1g



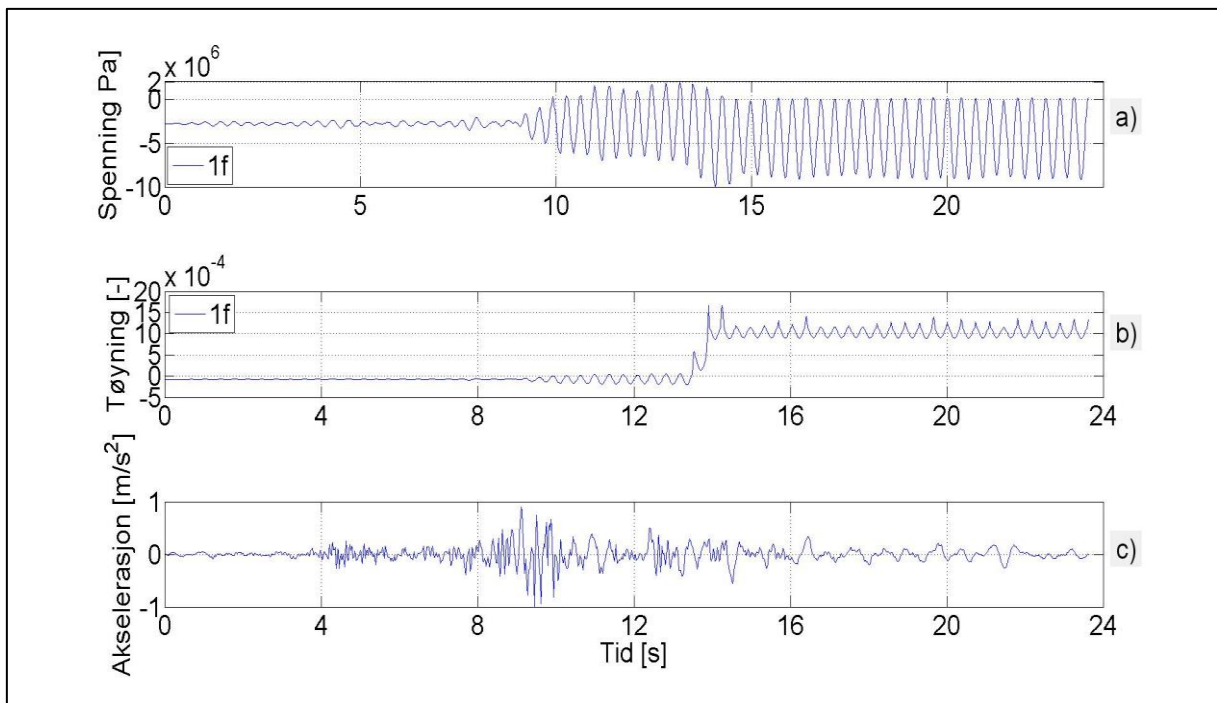
Figur 69 Aksialtøyning i spennarmering, analyse 1c-1g



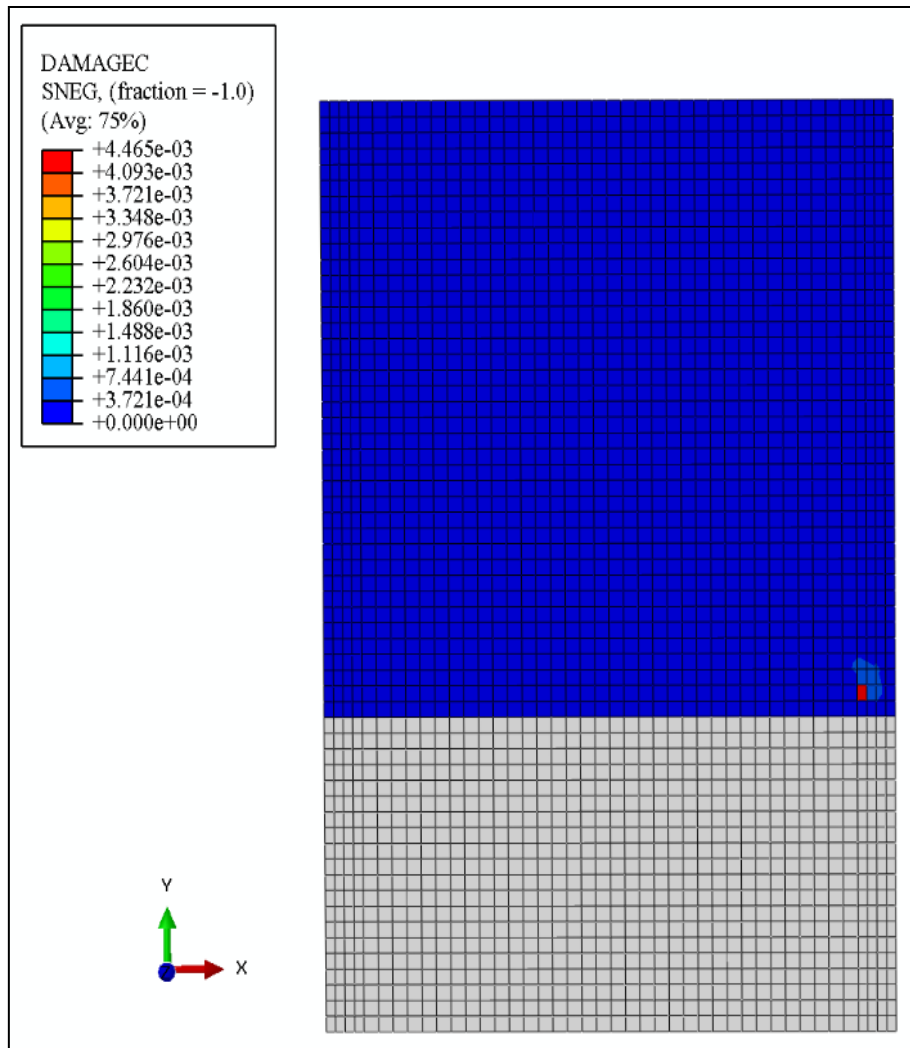
Figur 70 Aksialtøyning og aksialspenning i spennarmering, analyse 1f



Figur 71 Aksialtøyning og aksialspenning i slakkarmering, analyse 1f



Figur 72 Vertikalspenning og vertikaltøyning i betong, analyse 1f



Figur 73 Redusert elastisitet, analyse 1f

Figur 73 viser redusert stivhet i trykk, DAMAGEC, for analyse 1f. Som man ser er stivheten i trykk tilnærmet lik den initielle (DAMAGEC (d_c) \approx 0). Dette betyr at valget av degradasjonsvariablene i trykk ikke har betydning for resultatene i dette kapittel, og det er ikke gjort noe parameterstudium på disse.

7. Besvarelse av forskningsspørsmål og konklusjon

Svar på forskningsspørsmål

- Hvordan oppfører de oppspente stengene seg under seismisk belastning. Hva er maksimal tøyning i stengene og over hvor store områder?

Veggskivens respons til den seismiske eksitasjon avhenger av oppspenningen og størrelsen på den dimensjonerende akselerasjonen, a_g . For en a_g lik 0.72 m/s^2 og oppspenning på 1360 MPa blir veggskiven værende elastisk. Oppspenningen setter med andre ord ikke for store begrensninger for veggskivens mulighet til å bevege seg, sett i forhold til den seismiske eksitasjonen, slik at kreftene på veggskiven ikke blir større enn at betongen kan bli værende i Stadium 1. Det skjer ett skift i både tøyning og spenning som følge av at dimensjonerende

akselerasjon inntreffer i tidsserien, økningen i respons er så lav at den kan karakteriseres som ubetydelig.

Men for a_g lik 1.0 m/s^2 og samme oppspenning er ikke konstruksjonen tilstrekkelig duktil slik at veggskiven kollapser omtrent samtidig med at den dimensjonerende akselerasjon, a_g , inntreffer i tidsserien. Veggskiven mister hele sin stivhet i løpet av ett sekund. Man ser at en reduksjon i stivhet på 99 % går tvers igjennom veggskiven ved randen mellom 1 og 2 etasje, noe som sammenfaller med overgangen mellom en lineær og en ikke-lineær materialmodell for betongen. Siden det her snakk om kollaps, har det heller ingen hensikt å snakke om utbredelse av største spenninger og tøyninger i armeringen. Dessuten så har betongen en ren perfket plastisk oppførsel ved redusert stivhet lik 0.99, slik at det er ingen begrensninger på hvor store deformasjoner betongen kan få, og dermed og dermed heller ikke hvor store tøyninger en kan få i spennarmeringen. Men det har blitt sett at de aller største plastiske tøyningen kommer i overgangen mellom første og andre etasje.

Det er ikke realistisk med en så høy oppspenning som 1360MPa, da effekter som relaksasjon i spennarmering, samt kryp og svinn i betongen fører til tap av spennkraft over tid (2). I Sørensen (2) opereres det med ett tap av spennkraft på opp mot 15 % som følge av dette. Dette vil da føre til at en mer reell oppspenning å benytte i Abaqus ville vært ca. 1150MPa. Og siden man har at en reduksjon i etterspenning, i forhold 1360 MPa er nødvendig for en dimensjonerende akselerasjon lik 1.0 m/s^2 , vil disse effektene bidra positivt i forhold til gjengestengenes oppførsel i en seismisk situasjon.

Av Figur 70 og 72 ser man at skiftet i spennarmeringens respons er relatert til tidspunkt for den dimensjonerende akselerasjonen i tidsserien, mens maksimal respons i spennarmeringen er realtert til tidspunktet der betongen når sin strekkfasthet og får riss. Sistnevnte virker rimelig for når dette skjer må spennarmeringen ta en større andel av kreftene.

- Hvordan påvirker slakkarmeringen spennarmeringen?

Dersom slakkarmeringen og spennarmeringen hadde vært plassert på samme sted i tverrsnittet så burde de ha en like stor tøyningensendring siden begge forblir elastiske. Det skulle derfor vært mulig å korrelere tøyningensendringen i begge to til endringen i slakkarmeringens totalareal, siden tøyning og areal er omvendt proporsjonale størrelser.

Men det viser seg at spenninger og tøyninger endres mer hos slakkarmeringen hos spennarmering som følge av endringen i arealet til slakkarmeringen. Sammenhengen mellom arealet av slakkarmeringen og avstanden mellom slakkarmering og spennarmeringen virker derfor å være slik at slakkarmeringen ikke klarer å påvirke spennarmeringens respon i større grad. Men om man kikker veldig nøye på reduksjonen i elastisitet i betongen, ser man at denne begynner å bre seg utover mot spennarmeringen når arealet av slakkarmeringen går mot null, spesielt om man sammenligner Figur 64 med Figur 65. Det skjer med andre ord en svak kraftomlagring til andre betongelementer noe som også påvirker spennarmeringen. Dette ser man i analyse 1g i Figur der det er ett litt og tydeligere større skift i responsen i spennarmeringen som følge av dette, i forhold til analysene 1c-1f.

Trolig på grunn av den plastiske oppførsel til betongen ved en redusert elastitet på 99%, overføres det ikke en større del av krefter fra betong til spennarmeringen som følge av at arealet til slakkarmeringen reduseres. Dersom betongen hadde hatt anledning til å få redusert

hele sin elastisitet burde det bli en økning i spennarmeringens respons, intuitivt sett, når slakkarmeringsarealet er såpass lite som i analyse 1g.

Både spennarmering og slakkarmering blir værende elastiske i alle analysene (sett bort fra analyse 1a, der veggskiven kollapser), men det er ett økende skift i responsene, som følge av reduserende areal av slakkarmeringen. Slakkarmeringens spenninger øker fra 50 MPa til 350MPa, ved reduksjon av totalt slakkarmingsareal fra $3.8 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ til $0.24 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$, samtidig som responsen i spennarmeringen øker fra 1.04 MPa til 1.16MPa.

Ett totalt slakkarmeringsareal på $0.24 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$ er en urealistisk liten størrelse fordi fordelt på 4 armeringstenger tilsvarer dette en kamstørrelse på under 5mm. Denne størrelsen på arealet ble kun tatt med for å dokumentere at det ikke er mulig for slakkarmeringen å nå sin flytespenning med denne modellen.

- Hvordan varierer de to punktene ovenfor med varigheten (tid) av den seismiske akselerasjonen?

Resultatene tilsier at lengden av tidsserien ikke skal påvirke resultatene. Grunnen til dette er todelt. I alle tilfellene som er analysert så øker reponsen i betongen som følge av at dimesjonerende akselerasjon inntreffer i tidsserien. Hvor responsen øker, er avhengig av størrelsen på denne parameteren og hvor mye oppspenning man har benyttet i modellen. Dersom veggskiven ikke får anledning til å derformere seg nok, kollapser den: Betong og spennarmering når sin ulykkestilstand. Denne ble sett å inntreffe momentant ved a_g lik 1.0 m/s^2 og en etterspenning på 1360 MPa.

I alle de andre tilfellene så forblir spennarmering og slakkarmeringen elastiske under hele analysen, slik at det som er kuttet vekk i henhold til Figur 2 i Kapittel 2, skal da ikke ha betydning for resultatet.

- Muligheten for å benytte 4.3.1(7) i N-EN 1998-1:2004+NA:2008 (16) undersøkes for bruk i en modal analyse:

”Med mindre det utføres en mer nøyaktig beregning av de opprissede bygningsdelene, kan de elastiske bøye- og skjærstivhetsegenskapene til betong- og murbygningdeler settes lik halvparten den tilhørende stivheten for de uopprissede områder” (5).

Sett i forhold til denne oppgaven er spørsmålet hvordan ville det vært å benytte halv stivhet i det områder som risser opp i veggskiven, for en modal analyse forutsatt DCL.

Fra Figurene 61 til 65 Figur ser man at det å benytte redusert stivhet for flere av etasjene er lite hensiktsmessig da det er kun langs grensen mellom 1 og 2 etasje samt langs de vertikale render at man får rissdannelse. Det vil derfor ikke være konservativt å sette hele etasjer med halv stivhet, spesielt ikke da slakkarmeringen og spennarmeringen forblir elastiske. Lavere stivhet ville gitt lavere krefter på konstruksjonen enn hva som virkelig er tilfelle.

Også her er det ønskelig å legge en kommentar til den plastiske oppførsel til betongen. Dersom stivheten kunne bli redusert til 0, ville trolig ett større område av betongen begynne å risse opp og man ville kanskje kunne nærme seg en situasjon der bruk av halv stivhet ville være realistisk . Man kan ikke si sikkert uten at man har resultater som tilsier dette, men intuitivt

burde det være slik, at kreftene omlagres til områder i betongen med fortsatt kapasitet, slik at disse områdene vil ha en økt rissdannelse.

Konklusjon

På bakgrunn av valgt utforming av denne modellen tilsier resultatene at det ikke er mulig for slakkarmeringen å flyte. Både spennarmering og slakkarmeringen blir værende elastiske i analysene såfremt oppspenningen ikke gir en for lite duktil konstruksjon i forhold til den seismiske eksitasjonen. Da vil skiven kollapse samtidig med at dimensjonerende akselerasjon inntreffer. Det skjedde ved en dimensjonerende akselerasjon, a_g , på 1.0m/s^2 og en oppspenning på 1360 MPa.

Der skiven ikke kolliderer er det snakk om små økninger i spennarmeringens respons som følge av man reduserer arealet av slakkarmeringen.

Reduksjon av arealet i spennarmeringen gjør at betongen tilslutt når sin ulykkestilstand der elastisiteten er redusert med 99%. Det er litt usikkert, men det kan virke uheldig at elastisiteten i betongen ikke kan reduseres med 100%, fordi man nå ikke har en klart definert øvre grense for kapasiteten til betongen. Man får ikke en tydelige kraftoverføring fra betong til spennarmeringen.

Videre arbeid

Abaqus anbefaler verdier for ulykkestøying og ulykkestøying til betongen i strekk i størrelsesorden 10^{-3} og 1 % av strekkfastheten (Kapittel 3). Ulykkestøyingen er satt til denne verdi for å unngå numeriske problemer i analysene, og å benytte verdier lavere enn denne er derfor ikke tillatt i programmet.

Effekten av å benytte en annen verdi for ulykkestøyingen er ikke vurdert. En var nødt til å anta en verdi her, og verdien er ikke urealistisk i størrelsesorden, som forklart i Kapittel 4, men om den stemmer for alle analysene ovenfor er ikke vurdert. Det ble funnet at "tension stiffening" avhenger av størrelsen på armeringsdiameter sett i forhold til betongens aggregater, samt heft og densitet til armeringen. Som sett i Kapittel 2, benyttet Jankowiak og Lodygowski større ulykkestøyninger enn $2 \cdot 10^{-3}$, i sin modell, basert på resultater fra forsøk. Siden valg av ulykkestøying avhenger av mengden armering, er denne parameteren verdt ett parameterstudium.

Videre kan det være at den plastiske oppførselen til betongen ved redusert elastisitet på 99 %, setter visse begrensninger for resultatene. Det hadde vært bedre om det var mulig at betongen redusere sin elastisitet med 100 %, og kapasiteten i enkelte områder måtte overføres i sin helhet til armeringen.

Sett at man forholder seg til disse begrensningene på ulykkestøying som er gitt i oppgaven, så kan det da være aktuelt å modellere en oppførsel som tar mer hensyn til det som ble beskrevet i Kapittel 2. Formen på av- og pålastningskurven samt, samt å velge en annen kurveform enn lineær for å modellere "tension softening" og "tension stiffening", kan være aktuelt å studere nærmere. Noen av disse teorier krever ett eksperimentelt datagrunnlag for å

kunne benyttes, men Aslani og Jowkarmeimandi (11) har kommet frem til uttrykk som til en viss grad er mindre avhengig av omfattende eksperimentelle resultater. Slik at man kan benytte disse formler samt funksjonen UMAT i Abaqus for å modellere dette (Aslani et.al). En negativ side ved dette, er at disse formler krever en justering for å ta hensyn "tension stiffening" (13).

Dersom man ser helt bort fra selve materialmodellen hva angår former på arbeidsdiagram så kan det være aktuelt å kanskje variere høyde på skiven. En lav veggskive oppfører seg meget forskjellig fra en høy: En lav er mer påkjent av skjærkrefter, mens en høy er mer påkjent av moment.

Et annet studium kan være å modellere veggskiven uten heft mellom betong og armering. Dersom det ikke er heft mellom betong og armering vil ikke etterspenningskraften endres som følge av en utbøyning, fordi tøyningen i spennarmeringen vil være tillnærmet konstant, og spennarmeringen forblir derfor lineær elastisk under hele den seismiske eksitasjonen. Uten heft så har man ikke jysset kanalen som den etterspente armeringen ligger i, slik at spennarmeringen må betraktes som en ytre last (3). Betongen må derfor modelleres til å være i trykk hele tiden, men dette tilfellet er ikke akutelt for å studere samvirket mellom slakkarmering og spennarmering. Derfor må en veggskive uten heft modelleres for en seismisk situasjon med tilstrekkelig skjær- og slakkarmering for å ta moment og skjærkrefter. Denne situasjonen blir til en viss grad lik den som er modellert i oppgaven, men man er sikret at dersom slakkarmeringen flyter, så gjør den dette uten fare for at spennarmeringen får for høyt spenningsnivå først.

Dessuten kan man vurdere en kombinasjon av "Rebar Layer" for å modellere slakkarmeringen i henhold til Kang og Huang (5) og samtidig benytte kurve for betong i strekk som tar hensyn til "tension stiffening". På den måten tar man hensyn til den dynamiske oppførselen til betong samtidig som man kan fordele slakkarmeringen jevnt utover tverrsnittet. På den måten kan man muligens utelukke muligheten for at avstanden mellom slakkarmering og spennarmering har betydning for samvirket de imellom.

Det kan tenkes at samvirket mellom betong og armering kan være mer gunstig på mindre stiv jord, for der forsterkes de seismiske eksitasjoner i forhold til de som kommer direkte fra jordskjelvet. Slik at man kan prøve å modellere inn dette i den eksisterende modellen.

Litteraturliste

1. Dassault Systèmes. ABAQUS, versjon 6.11. 2011. FEM-program med tilhørende brukermanualer.
2. Sørensen SI. BETONGKONSTRUKSJONER, Beregning etter Eurocode 2 Trondheim: Tapir Akademisk Forlag; 2009.
3. Udahl G. Veiledninger for masteroppgave. 2013. Contiga AS.
4. Sinaei H, Shariati M, Abna AA, Aghaei M, Shariati A. Evaluation of reinforced concrete beam behaviour using finite element analysis by ABAQUS. Scientific Research and Essays Vol 7(21). Sirijan, Iran: Islamic Azad University, Faculty of Engineering, Science and Research Branch; 2012. Report No.: ISSN 1992-2248.
5. Kang T, Huang Y. Computer Modeling og Post-Tensioned Structures. In 4th International Conference on Computer Modelling and Simulation (ICCMS) IPCSIT vol.22; 2012; Singapore.
6. Park J, Chung CH, Hyun CH, Paek YL, Choi KR. Static and Dynamic Analysis of a Concrete Shear Wall. In Transactions, SMiRT 19 Paper#B02/3; 2007; Toronto.
7. Karsan ID, Jirsa JO. Behaviour of concrete under compressive loadings. ASCE Journal of Structural Engineering. 1969: p. 2543-2563.
8. Yankelewsky D, Reinhardt H. Response of Plain Concrete to Cyclic Loading in Tension. ACI Material Journal. 1987; 84(5).
9. Bahn BY, Hsu CTT. Stress-Strain Behaviour of Concrete Under Cyclic Loading. ACI Materials Journal. 1998 Mars-April: p. 178-193.
10. Sinha BP, Gerstle KH, Tulin L. Stress-Strain Relations for Concrete Under Cyclic Loading. Journal of the American Concrete Institute. 1964: p. 195-212.
11. Aslani F, Jowkarmeimandi R. Stress-strain model for concrete under cyclic loading. Magazine of Concrete Research 64(8). Sydney / Wollongong: University Of Technology Sydney / University Of Wollongong, School of Civil and Environmental Engineering / School of Civil, Mining and Environmental Engineering; 2012.
12. Kwon MH. Three Dimensional Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Members. Doktoravhandling. Boulder, USA: University of Colorado; 2000.
13. Sima JF, Roca P, Molins C. Cyclic constitutive model for concrete. Engineering Structures. 2008: p. 695-706.
14. Oliver J. A Consistent Characteristic Length For Smeared Cracking Models. International Journal for Numerical Methods In Engineering. 1989: p. 461-474.
15. Cervera M, Oliver J, Manzoli O. A Rate-Dependent Isotropic Damage Model For The Seismic

- Analysis of Concrete Dams. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. 1996: p. 987-1010.
16. Standard Norge. NS-EN 1998-1:2004+NA:2008 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger; 2004.
 17. Løset Ø, Loo MM, Døssland ÅL, Gjestvang M, Kaynia AM, Bråten C. Dimensjonering for JORDSKJELV Veilder til NS-EN 1998-1:2004+NA:2008: Rådgivende Ingeniørers Forening; 2010.
 18. Kaynia AM. Professor II, Institutt for konstruksjonsteknikk, NTNU. 2013. Veiledning masteroppgave.
 19. MathWorks. Matlab. 2011. R2011a.
 20. Hovland E. Student v/NTNU. 2012..
 21. Fardis MN. Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings - Based on EN-Eurocode 8. 8th ed.: Springer Verlag; 2009.
 22. Standard Norge. NS-EN 1992:1-1:2004+NA:2008: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler for bygninger: Standard Norge; 2004.
 23. Hillerborg A, Modeer M, Petersson PE. Analysis of Crack Formation and Crack Growth in Concrete by Means of Fracture Mechanics and Finite Elements. Cement and Concrete Research. 1976: p. 773-782.
 24. Lee J, Fenves GL. Plastic-Damage for Cyclic Loading of Concrete Structures. Journal of Engineering Mechanics. 1998: p. 892-900.
 25. Lubliner J, Oliver J, Oller S, Onãte E. A Plastic-Damage Model for Concrete. International Journal of Solids and Structures. 1989: p. 299-326.
 26. Jankowiak T, Lodygowski T. Identification of Parameters of Concrete Damage Plasticity Constitutive Model. Foundations of Civil and Environmental Engineering. 2005: p. 54-69.
 27. Kalimi AZ. Shear Strength of Reinforcement Concrete Beams Subjected to Cyclic Loading Nonlinear Dynamic Analysis. Master of Science Thesis. Stockholm: Kungliga Techniska Høgskolan(KTH) , Architecture and the Built Environment; 2012. Report No.: 1103-4297.
 28. Malm R. Predicting Shear Type Cracks Initiation and Growth in Concrete with Nonlinear Finite Elements Methods. Doktoravhandling. Stockholm: Royal Institute of Technology, Division of Structural Design and Bridges; 2009.
 29. Mathisen KM. Ikke-lineære Elementanalyser, TKT4197. 2012. Forelesningslides.
 30. Logan DL. A First Course in the Finite Element Method. 5th ed. Stamford: Global Engineering; 2012.

31. Standard Norge. NS-EN 1990:2002+NA:2008: Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner: Standard Norge; 2002.
32. Jankowiak T, Lodygowski T. Quasi-Static Failure Criteria For Concrete. Archives of Civil Engineering. 2010: p. 123-154.

Vedlegg A

Elastisk responspektrum av E. Hovland

```
%% Elastisk respons-spektrum
% Beregner og plotter respons-spektrum til akselerasjons-tidserier

%% @ Erlend Hovind, NTNU, masteroppgave vår 2013

%%
clc
clear all
close all

load akselerasjon6a.txt

t = akselerasjon6a(:,1); % tidsintervall
ag = akselerasjon6a(:,2); % grunn-akselerasjon

%% Newmarks lineære metode (gamma=1/2, beta=1/6)

gamma=0.5; beta=1/6; % Newmarks lineære metode
zet=0.05; % dempningsgrad
Tend=3; % høyeste periode

dt=t(2)-t(1);

u=zeros(size(ag));
v=u;
ac=u;
T(1,1)=0;

for j=1:round(Tend/dt)
    omega(j,1)=2*pi*(1/T(j,1));
    m=1;
    k=(omega(j))^2*m;
    c=2*zet*omega(j)*m;
    keff=k+(gamma/(beta*dt))*c+(1/(beta*dt^2))*m;
    a=(1/(beta*dt))*m+(gamma/beta)*c;
    b=(1/(2*beta))*m+dt*((gamma/(2*beta))-1)*c;
    for i=1:length(u)-1
        dR=-(ag(i+1)-ag(i))+a*v(i,1)+b*ac(i,1);
        du=dR/keff;
        dv=(gamma/beta)*du/dt-(gamma/beta)*v(i,1)+(1-(gamma/(2*beta)))*dt*ac(i,1);
        dac=(1/beta)*(du-dt*v(i,1))/(dt)^2-(1/(2*beta))*ac(i,1);
        u(i+1,1)=u(i,1)+du;
        v(i+1,1)=v(i,1)+dv;
        ac(i+1,1)=ac(i,1)+dac;
    end
    %
    Sd(j,1)=max(abs(u));
    %Sv(j,1)=max(abs(v));
    %Sa(j,1)=max(abs(ac));
    %PSv(j,1)=Sd(j)*omega(j);
    PSa(j,1)=Sd(j)*(omega(j))^2;
    T(j+1,1)=T(j)+dt;
end
ag(end)=[];
```



```

T(end)=[];
Sd(2,1)=0; PSv(1:2,1)=0; PSa(1:3,1)=max(abs(ag));

%% Eurokode 8
%
q=1;
S=1.0; %Grunntype A
a_g= 0.05; %Nordsjøen og viktighetsklasse II
T_B=0.1;
T_C=0.25;
T_D=1.5;
%
N=500; % antall inkremitter
Te=linspace(0,Tend,N);
Sd=zeros(1,length(Te));
for i=1:N
    if Te(i)<=T_B;
        Sd(i)=a_g*S*((2/3)+(Te(i)/T_B)*((2.5/q)-(2/3)));
    end
    if T_B<Te(i) && Te(i)<=T_C
        Sd(i)=a_g*S*(2.5/q);
    end
    if T_C<Te(i) && Te(i)<=T_D;
        Sd(i)=a_g*S*(2.5/q)*(T_C/Te(i));
    end
    if Te(i)>T_D;
        Sd(i)=a_g*S*(2.5/q)*(T_C*T_D/(Te(i))^2);
    end
end
%
%% Plot
%

figure('Name','Pseudo-akselerasjonsspektrum','NumberTitle','off')
hold on
plot(T,PSa,'LineWidth',2.)
plot(Te,Sd,'r--','LineWidth',2.)
grid on
hleg1 = legend('Pseudo-akselerasjonsspektrum','Eurokode 8-spektrum');
set(hleg1,'Location','NorthEast')
set(hleg1,'Interpreter','none')
xlabel('Period [s]','FontSize',11);
ylabel('PSa [g]','FontSize',11);

```

Vedlegg B

Tabell B.1 inneholder det nødvendige data for bygningsmodell og skivemodell i Kapittel 3.

Totalvekt på dekker, inkl. Egenvekt av disse	700kg/m ²
Dekkenes flateareal	50*25m
Antall skiver	3
- 2store skiver(h*b*d)	36*15*0.30m
- 1 liten skive (h*b*d)	36*6*0.30m
Etasjehøyde	3m
Tetthet betong	2500 kg/m ³
Elastisitetsmodul, betong	36 000MPa
Masse akutell skive (1 liten skive)	162 000kg
Antall etasjer	12
Tversnitt stålsøyler(sirkelformet hulprofil) r = 0.2, t = 0.006	7.43*10 ⁻³ m ²
Lengde stålsøyler	36m (partisjoneres ved hver 3m)
Tetthet stål	7850 kg/m ³
Elastisitetsmodul, stålsøyler	205 000 MPa
Antall stål søyler	55
Masse stål	1.1*10 ⁵ kg
Total masse ekskl. stålsøyler	1.24*10 ⁷ kg
Andel stål av total masse	0.8%

Tabell B.1

Tabell B.2 viser de nødvendige moder for å imøtekomme punkt 4.3.3.3.1 i EC 8, som manser er det nødvendig med seks moder.

Egenmode	Egenperiode (s)	Effektiv masse i yretning (kg)
1	2.31s	4.49*10 ⁶
2	0.98	2.04*10 ⁶
3	0.57	1.79*10 ⁶
4	0.43	1.23*10 ⁶
5	0.23	5.72*10 ⁵
6	0.20	6.17*10 ⁵
Sum	I.A.	1.1*10 ⁷
90 % av massen til bygningen (kg)		
1.1*10 ⁷ kg		

Tabell B.2 Nødvendige svingformer i bygningsmodell

Nødvendig antall svingformer for å imøtekomme punkt 4.3.3.3.2.1(2) for skivemodellen er gitt i Tabell B.3. Som man ser var det nødvendig med 4 svingformer.

Egenmode	Egenperiode (s)	Effektiv masse i yretning (kg)
1	1.81s	$2.52 \cdot 10^6$
2	0.30s	$0.822 \cdot 10^6$
3	0.19s	≈ 0
4	0.17s	$0.458 \cdot 10^6$
Sum	I.A.	$3.80 \cdot 10^6$
90 % av massen til bygningen (kg)		
$3.70 \cdot 10^7$ kg		

Tabell B.3 Nødvendige svingformer i skivemodell

Vedlegg C

Beregninger i Mathcad

Nødvendige beregninger for veggskiven

Skivens data

$b := 6 \text{ m}$ skivens bredde
 $h := 36 \text{ m}$ skivens høyde

$d_{skive} := 0.3 \text{ m}$ skivens dybde

$\alpha := 0.85$

$d_h := 3$ etasjehøyde

Materialdata Betong, Tabell 3.1 i EC2

$f_{ck} := 45 \text{ MPa}$

$f_{ctm} := 3.8 \text{ MPa}$ Middelerverdi av betongens aksialtrekkfasthet

$\gamma_b := 1.2$ Jordskjelvlast er ulykkelast etter NS-EN 1990:2002 Tabell

$f_{cm} := 53 \text{ MPa}$ NA.A1.3

$E_c := 37000 \text{ MPa}$

$\nu := 0.2$ Poisson's ratio, Urisset(EC2.3.1.3 4))

$RH := 40\%$

$\alpha_{fat} := 10^{-5}$ Lineær temperaturutvidelseskoeffisient EC2.3.1.3

$d_g := 20 \text{ mm}$ funnet på bakgrunn av eksponeringsklasse

$\alpha = 0.85$

Dimensjonerende trykkfasthet

$f_{cd} := \frac{f_{ck}}{\gamma_b} \cdot \alpha = (3.188 \cdot 10^7) \text{ Pa}$

Dimensjonerende strekkfasthet

$f_{ctk} := 2.7 \text{ MPa}$

$f_{ctd} := \frac{f_{ctk}}{\gamma_b} \cdot \alpha$

Massetetthet := $2500 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$

Materialdata

Spennarmering

$E_{sp} := 205000 \text{ MPa}$ E-modul spennstål

Skrudde stenger - klasse 3

$f_{p0.1k} := 1550 \text{ MPa}$ 0.1% fasthet

$f_{pk} := 1700 \text{ MPa}$

$\sigma_{map} := \min(0.8 \cdot f_{pk}, f_{p0.1k} \cdot 0.9) = (1.36 \cdot 10^9) \text{ Pa}$

$\sigma_{masp} := \sigma_{map} = (1.36 \cdot 10^9) \text{ Pa}$

$d_{orspenn} := 40 \text{ mm}$ diameter spennarmering

Avstand mellom stenger spennarmering, EC2.8.10.1.3

Avstand mellom stenger i samme lag

$$a_{hs} := \max(dg + 5 \text{ mm}, \text{dorspenn}, 50 \text{ mm}) = 50 \text{ mm}$$

Avstand mellom stenger i ulike lag

$$a_{vs} := \max(\text{dorspenn}, 40 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

Overdekning, EC2.4.4.1

$$c_{minb} := \max(\text{dorspenn}, 10 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

$$c_{mindur} := 25 \text{ mm}$$

$$c_{min} := \max(c_{minb}, c_{mindur}, 10 \text{ mm}) = 40 \text{ mm}$$

$$d_{cdev} := 10 \text{ mm}$$

EC2N.A.4.4.1.3(1)P

$$c_{nom} := c_{min} + d_{cdev} = 50 \text{ mm}$$

$$c_{om} := 50 \text{ mm}$$

Benytter $c_{nom} = 40 \text{ mm}$

Beregner moment fra antatt vindlast

Det ble gitt en initielt dimensjonerende vindlast, for å ha ett anslag på antall gjengestegner i modellen. Vindlasten er på byggets langside., og den inkluderer drag, lastfaktorer og at bygget ligger i tettbygd strøk. Vindlasten ble gitt av veileder.

Det dimensjoneres slik at spennarmeringen tar denne vindlasten i sin helhet.

$$q_{vind} := 600 \frac{N}{m^2}$$

Dimensjonerende vindlast gitt av veileder

$$\text{Lastbredde} := 25 \text{ m}$$

Antar at aktuell veggskive tar halvparten av vindlasten på langveggen, 25m.

Beregner resulterende jevnt fordelt vindlast langs veggskivens høyde:

$$\text{Lastperimeterhøyde} := q_{vind} \cdot \text{Lastbredde} = (1.5 \cdot 10^4) \frac{s^2}{m} \cdot \frac{N}{s^2}$$

$$\text{Byggetshøyde} := 36 \text{ m}$$

Skjærkraft som følge av vind, V_{vind} :

$$V_{vind} := \text{Lastperimeterhøyde} \cdot \text{Byggetshøyde} = 540 \text{ kN}$$

Moment som følge av vind, M_{vind}

$$M_{vind} := V_{vind} \cdot \text{Byggetshøyde} \cdot 0.5 = (9.72 \cdot 10^3) \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Skivens motstandsmoment

$$W := \left(\frac{1}{6}\right) \cdot b^2 \cdot d_{skive} = 1.8 \text{ m}^3$$

Spenning i betongen fra vindlast

Strekkspenning i betong

$$\text{Sigma}_M := \frac{M_{vind}}{W} = 5.4 \text{ MPa}$$

$$A_{sp} := d_{orspenn}^2 \cdot 0.25 \cdot 3.14 = 0.001 \text{ m}^2$$

Trykkspenning i betongen

$$\text{sigmasp} := 1360 \text{ MPa}$$

$$N_{sp} := A_{sp} \cdot \text{sigmasp} = (1.708 \cdot 10^3) \text{ kN}$$

Trykkspenning i betongen

$$\text{Sigma} := \frac{6 \cdot N_{sp}}{1.8 \text{ m}^2} = 5.694 \text{ MPa}$$

Det er nå tilstrekkelig trykk i betongen fra etterspenningen til at betongskiven er i trykk under vindlasten

Nødvendig minimumsarmering, slakkarmering og spennarmering

NA.9.6.2

$$A_{svmin} := 0.0002 \cdot d_{skive} \cdot b = 360 \text{ mm}^2$$

$$A_{svmax} := 0.04 \cdot d_{skive} \cdot b = (7.2 \cdot 10^4) \text{ mm}^2$$

Data for Rebar layer in Abaqus - skjærarmoring for å forhindre skjærbrudd

Antar følgende parametre i henhold til Kapittel 3

$$\alpha_{cw} := 1.25 \quad \text{EC2.NA.6.2.3}$$
$$v_1 := 0.6$$

$$f_{wk} := 500 \text{ MPa}$$

$$f_{wd} := \frac{f_{wk}}{1.0} = (5 \cdot 10^8) \text{ Pa}$$

Maksimal akselerasjon i grunnen lik 0.72 m/s^2 :

$$V_1 := 3075 \text{ kN}$$

$$\text{dorbøyle}_1 := 10 \text{ mm} \quad \text{Valgt dordiameter for skjærbøyle}$$

$$A_{sw1} := 2 \cdot \text{dorbøyle}_1^2 \cdot 0.25 \cdot \pi = (1.571 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Minste

skjærarmeringsareal

$$z := 5.3 \text{ m} \quad \text{Antatt momentarm}$$

$$\cot \theta := 1$$

$$\tan \theta := 1$$

Skjærstrekkkapasitet

$$s_1 := (A_{sw1}) \cdot z \cdot f_{wd} \cdot \frac{(\cot \theta)}{V_1} = 0.135 \text{ m} \quad \text{EC2.6.2.3(3)}$$

Skjærtrykkkapasitet

$$V_{rdmax1} := \alpha_{cw} \cdot \text{dskive} \cdot z \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot \theta \cdot \tan \theta)} = (6.335 \cdot 10^7) \text{ N} \quad \text{EC2.6.2.3(3)}$$

$V_{rdmax1} > V_1$ ok.

Største effektive tverrsnittsareal av skjærarmoring,

$$s_{min1} := \left(A_{sw1} \cdot \frac{f_{wd}}{0.5 \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \text{dskive}} \right) = 0.022 \text{ m}$$

Største senteravstand mellom skjærarmeringsenheter

h' vil her være flere meter slik at kravet er ikke gjeldende. EC2.N.A.9.2.2.6

$$\text{senteravstand1} := \max(s1, s_{\min1}) = 0.135 \text{ m}$$

Minium skjærarmering tversnitt

$$f_{yk} := 500 \text{ MPa}$$

$$\rho_{\min1} := 0.1 \cdot \frac{(f_{ck})^{0.5}}{f_{yk}} \cdot d_{\text{skive}} \quad \text{EC2.NA.9.2.2(5)}$$

$$\rho_{\min1} := 0.402 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\rho_{\text{valgt1}} := \frac{A_{sw1}}{\text{senteravstand1}} = 1.16 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\rho_{\text{valgt1}} > \rho_{\min1}$$

Velger bøyer $\varnothing 10$ s100 for a dimesjonere for V1

Maksimal akselerasjon i grunnen lik 1.0 m/s^2 :

$$V2 := 4270 \text{ kN}$$

$$d_{\text{orbøyle2}} := 14 \text{ mm}$$

Valgt dordiameter for skjærbøyle

$$A_{sw2} := 2 \cdot d_{\text{orbøyle2}}^2 \cdot 0.25 \cdot \pi = (3.079 \cdot 10^{-4}) \text{ m}^2$$

Minste

skjærarmeringsareal

$$z := 5.3 \text{ m} \quad \text{Antatt momentarm}$$

$$\cot\theta := 1$$

$$\tan\theta := 1$$

Skjærstrekkapasitet

$$s := (A_{sw2}) \cdot z \cdot f_{ywd} \cdot \frac{(\cot\theta)}{V2} = 0.191 \text{ m} \quad \text{EC2.6.2.3(3)}$$

Skjærtrykkapasitet

$$V_{rdmax2} := \alpha_{cw} \cdot d_{skive} \cdot z \cdot \frac{f_{cd}}{(\cot\theta \cdot \tan\theta)} = (6.335 \cdot 10^7) \text{ N} \quad \text{EC2.6.2.3(3)}$$

$V_{rdmax2} > V_2$ ok.

Største effektive tverrsnittsareal av skjærarmering,

$$A_{swmax} \quad s_{min} := \left(A_{sw2} \cdot \frac{f_{ywd}}{0.5 \cdot \alpha_{cw} \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot d_{skive}} \right) = 0.043 \text{ m}$$

Største senteravstand mellom skjærarmeringsenheter

h' vil her være flere meter slik at kravet er ikke gjeldende. EC2.N.A.9.2.2.6

$$\text{senteravstand} := \max(s, s_{min}) = 0.191 \text{ m}$$

Horisontalarmering for vegger

$$A_{sv} := 6 \cdot 0.25 \cdot \pi \cdot (0.02 \text{ m})^2 = (1.885 \cdot 10^3) \text{ mm}^2 \quad \text{Vertikal slakkarmering}$$

$$A_{sw11} := 0.25 \cdot A_{sv} = 471.239 \text{ mm}^2$$

Minium skjærarmering tversnitt

$$\rho_{min} := 0.1 \cdot \frac{(f_{ck})^{0.5}}{f_{yk}} \cdot d_{skive} \quad \text{EC2.NA.9.2.2(5)}$$
$$\rho_{min} := 0.402 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\rho_{valgt} := \frac{A_{sw2}}{\text{senteravstand}} = 1.611 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}}$$

$$\rho_{valgt} > \rho_{min}$$

Velger bøyler $\phi 14$ s150 for å dimensjonere for V_2

Vedlegg D

Modellering av skjærarmering i Abaqus:

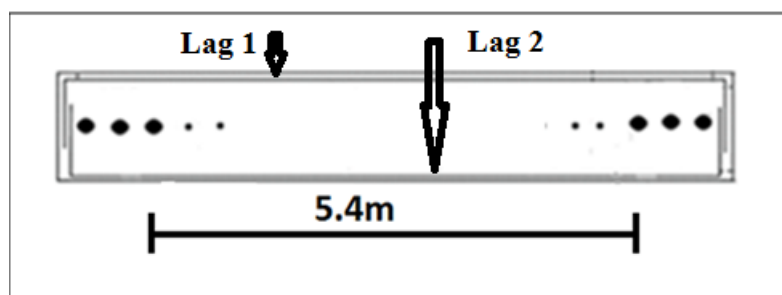
Beregning av nødvendig skjærarmering og bruk av "Rebar Layers" i Abaqus.

Skjærarmeringen antas å ligge horisontalt i betongskivens plan, og man benytter punkt 6.2.3(3) "Konstruksjoner med beregningsmessig behov for skjærarmering" i EC 2 (22) for å finne tilstrekkelig skjærarmering. Det antas følgende verdier:

$\cot(\Theta)$	1
Z (indre momentarm)	5.4m

Tabell D.1

Indre momentarm settes lik 5.4m, noe som vil være konservativt da det maksimalt benyttes 3gjengestenger og 2 slakkarmeringstenger på hver side. Dersom arealet av gjengestenger hadde vært like store, ville man hatt en halv momentarm på: $3 \cdot 0.3\text{m} = 2.7\text{m}$, med 0.1m mellom hver armeringsstang. Siden slakkarmeringen har ett noe mindre tverrsnittsareal vil den reelle halvmomentarm være litt større enn 2.7m. Ved å anta denne momentarm slipper man derfor å beregne momentarm for hvert enkelt tilfelle, da det vil bli akuttet å variere antallet etterspente gjengestenger og slakkarmering.



Figur D.1 Skivetverrsnitt med armering

Man benytter pseudo-akselerasjonsspektrumet og en modal analyse for å beregne skjærkraft ved skivens bunn for de to verdier dimensjonerende akselerasjon, a_g , gitt i Tabell

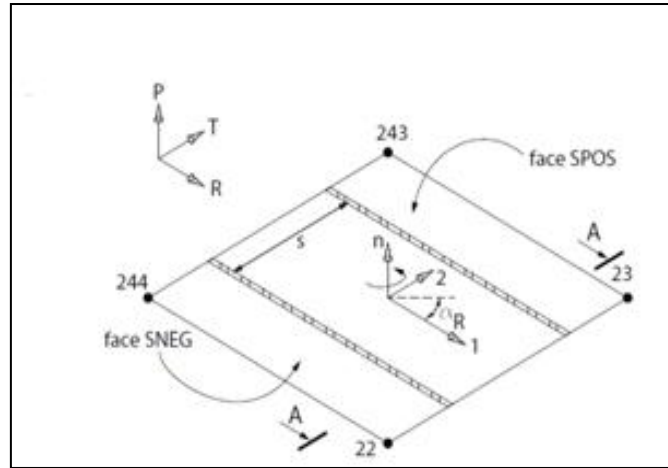
Tabell 16 viser den beregnede skjærkraft i Abaqus for to ulike verdier for a_g , og 50% økning av denne; den dimensjonerende skjærkraft:

a_g (m/s^2)	Skjærkraft fra el. Spektrum (kN)	Dimensjonerende skjærkraft (kN)
0.72	2100	3200
1.0	2900	4400

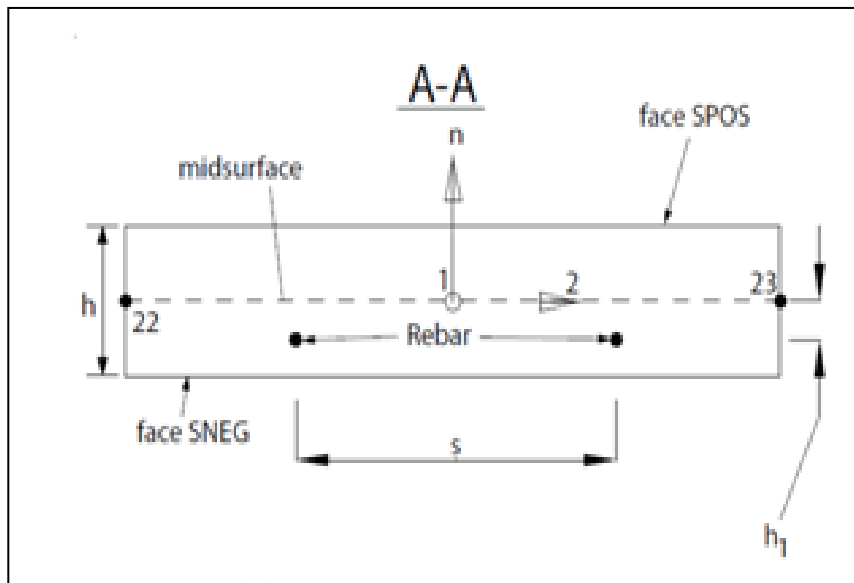
Tabell D.2

Skjærarmeringen blir definert ved hjelp av valget "Rebar Layers" i Abaqus.

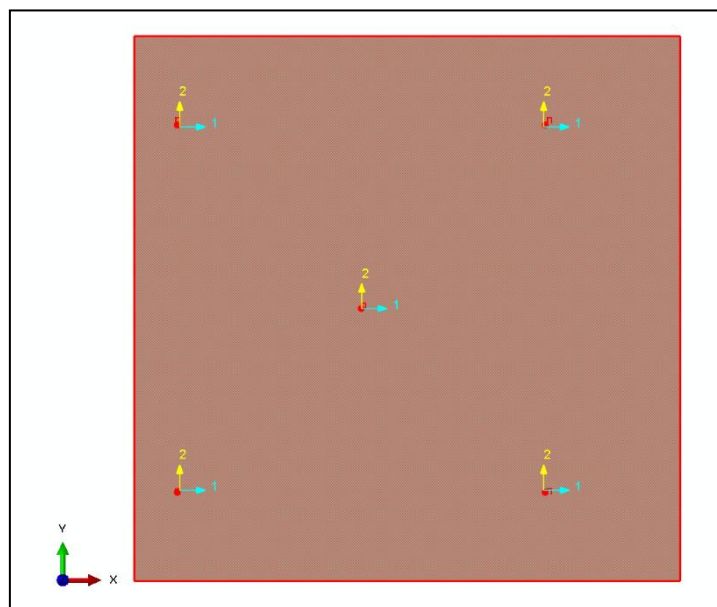
I Abaqus man definerer senteravtand, s , posisjon i tverrsnittet, h_i , og vinkel α . Figur D.2-D.3 oppsummerer dette, her er ett armeringslag definert, med sin plassering i tverrsnittet, h_1 . I oppgaven benyttes to armeringslag, parallelt med bredden, i henhold til Figur D.1. Man definerer ett koordinatsystem for skjærarmeringen i Abaqus, se Figur D.4



Figur D.2



Figur D.3



Figur D.4

Tabell D.3 oppsummer verdiene for senteravstand, s, posisjon, h_i , og vinkel for de to skjærarmeringslagene, som følge av koordinatsystemet i Figur D.4

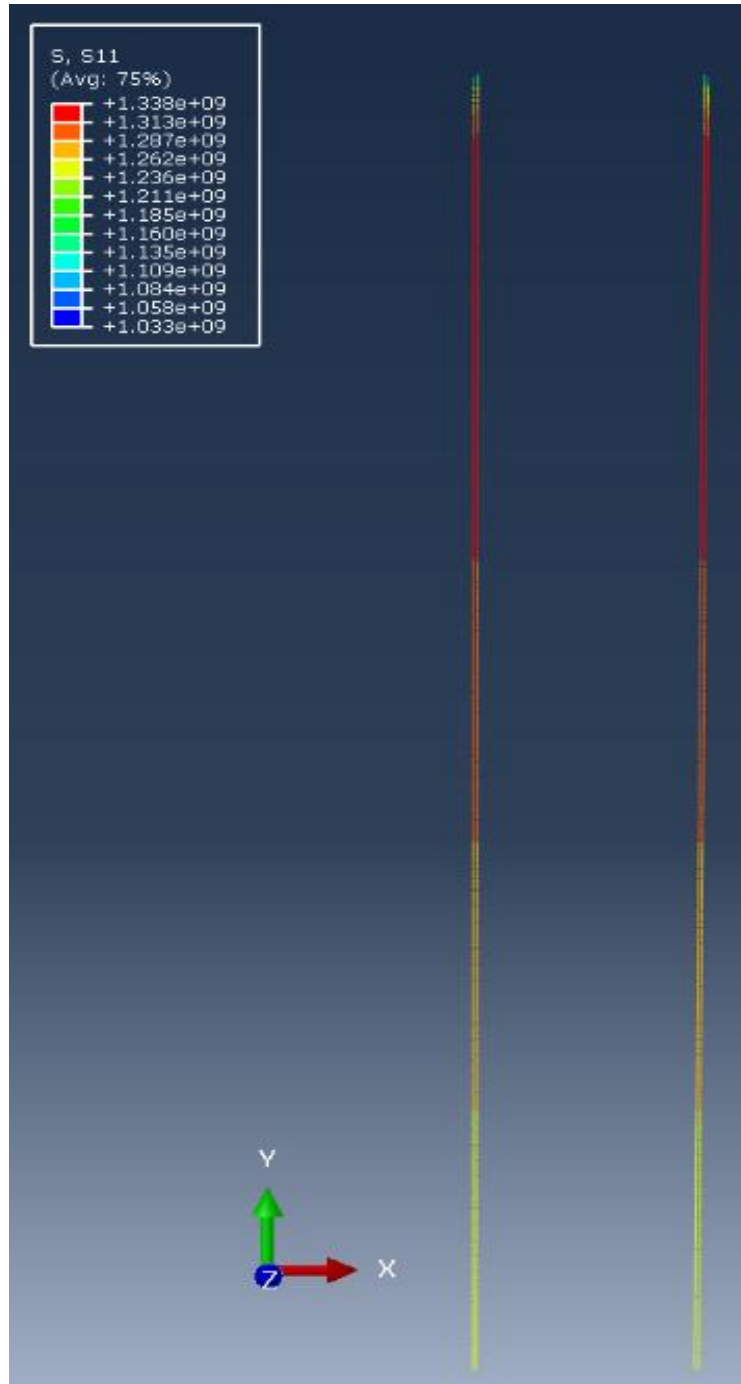
Dimensjonerende skjærkraft	Skjærarmering, Lag i	Areal (m^2)	Senteravstand, s (m)	Posisjon, h_i (m)	Vinkel (α)
3200 kN	1	$7.86 \cdot 10^{-5} m^2$	0.10	-0.095	0
	2	$7.86 \cdot 10^{-5} m^2$	0.10	0.095	0
4400 kN	1	$1.57 \cdot 10^{-4} m^2$	0.15	-0.093	0
	2	$1.57 \cdot 10^{-4} m^2$	0.15	0.095	0

Tabell D.3

Skjærtrykkkapasiteten ble kontrollert til å være tilstrekkelig, samtidig som man var innefor kravet til største effektive tverrsnittsareal av skjærarmeringen, $A_{sw,max}$. Beregningene er vist i vedlegg 2. Det er antatt at kabelkanalen ikke har ett kamstørrelse større enn kravet i kapittel 6.2.3(6) slik at b_w er lik skivens tykkelse, d. Det er derfor dimensjonert for tilstrekkelig kapasitet for skjærbrudd, og videre kontroll av horisontalarmering, er ikke gjennomført.

Vedlegg E

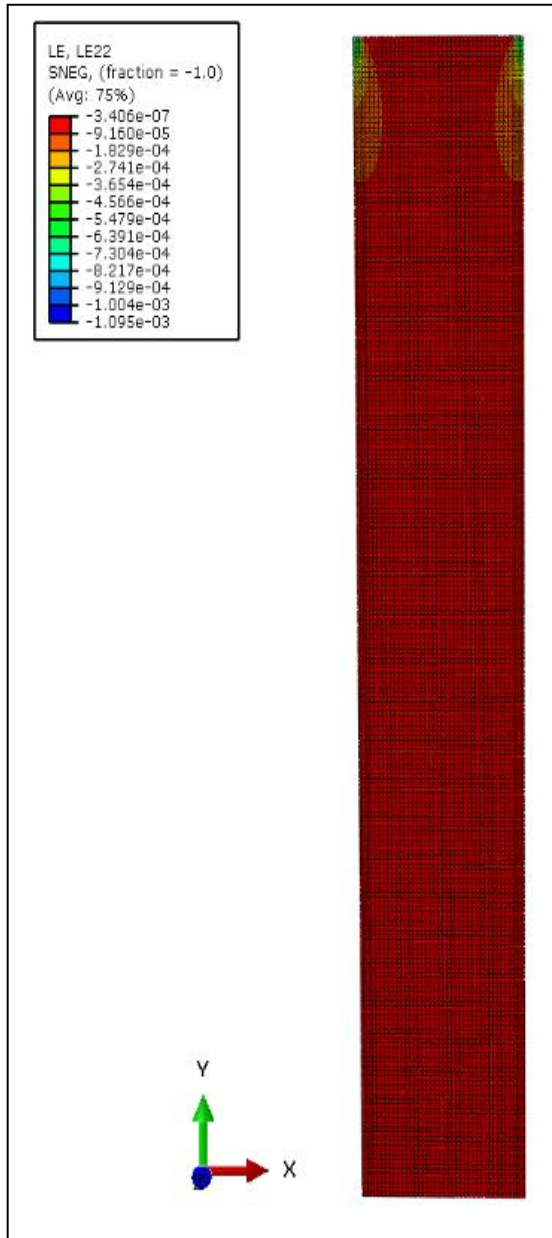
Gravitasjonslaster reduserer oppspenningen på 1360MPa.



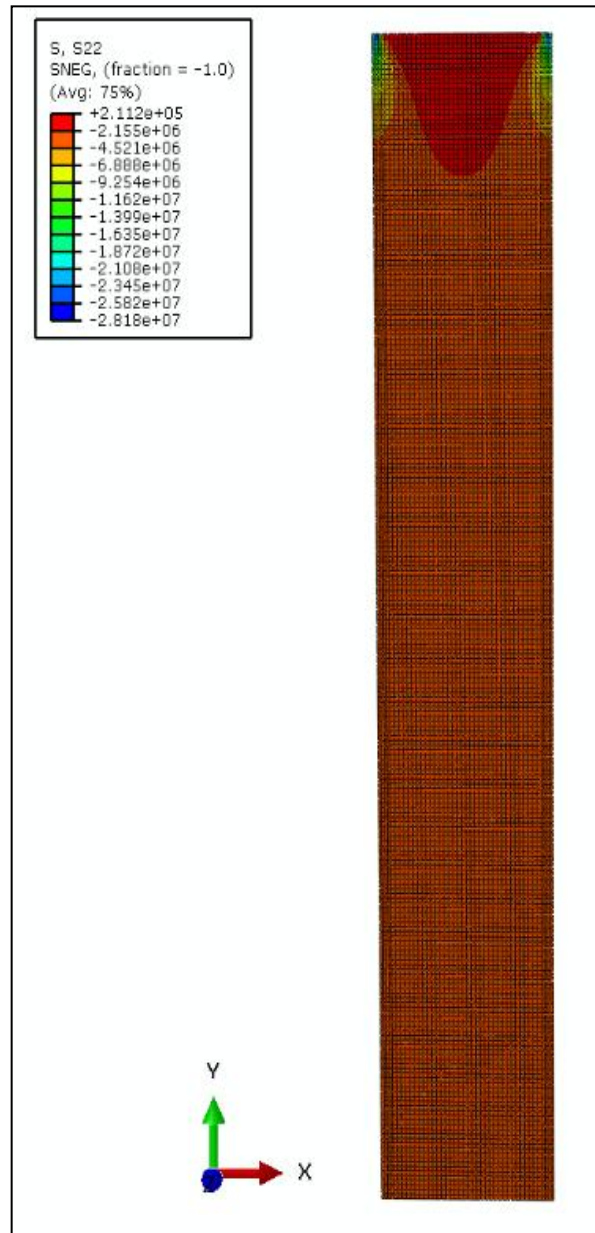
Figur E.1

Vedlegg F

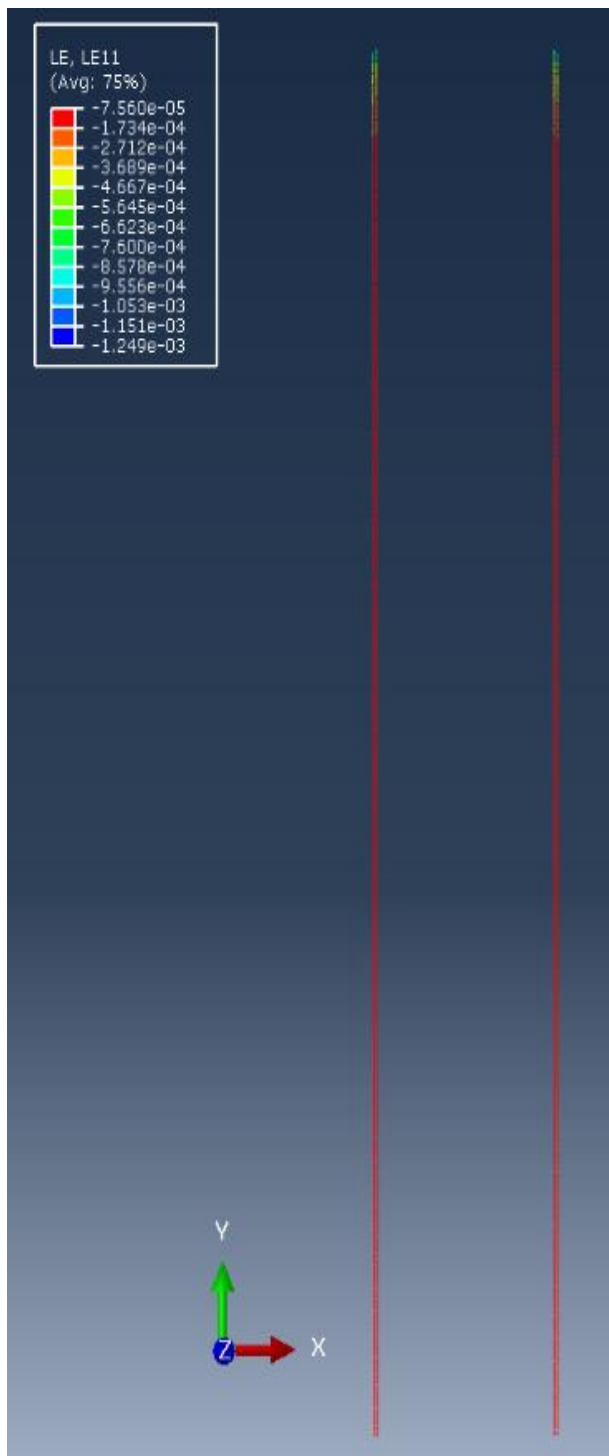
Spenning og tøyning i betong og armering når også slakkarmering er modellert i veggskiven:



Figur F.1 Vertikale tøyninger i betong



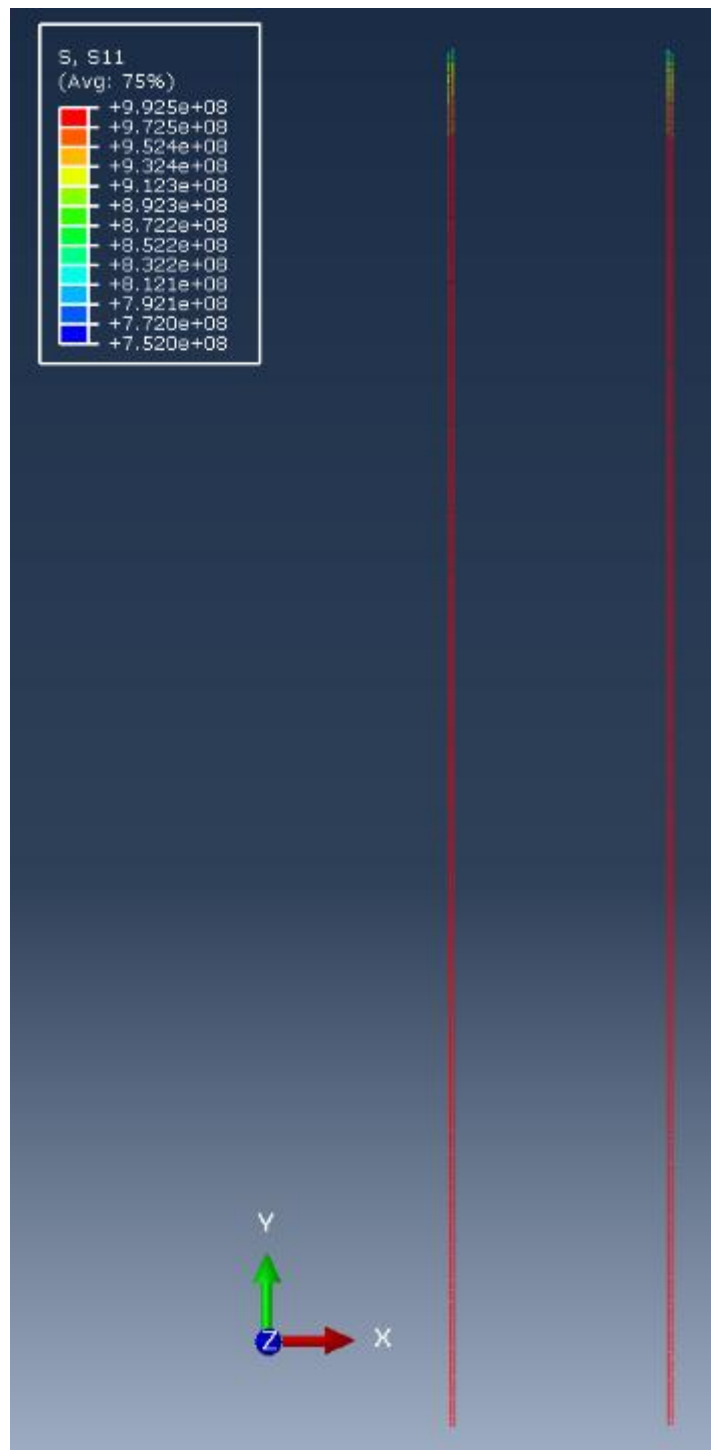
Figur F.2 Vertikale spenninger i betong



Figur F.3 Logaritmisk aksialtøyning i spennarmeringen



Figur F.4 Elastisk tøyning i spennarmeringen



Figur F.5 Aksialspenning i spennarmeringen