

Effekt av komprimering på styrke og stivhet for granulære materialer

Lise Lotte Hauger

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: Juni 2012

Hovedveileder: Inge Hoff, BAT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport



Oppgavens tittel: Effekt av komprimering på styrke og stivhet for granulære materialer.	Dato: 11.06.2012		
	Antall sider (inkl. bilag): 179		
	Masteroppgave	<input checked="" type="checkbox"/>	Prosjektoppgave
Navn: Lise Lotte Hauger			
Faglærer/veileder: Inge Hoff			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere:			

Ekstrakt: Ubundne granulære materialer utgjør en stor del av vegkonstruksjonenes bæreevne. Det er viktig å få bedre kunnskap til hvordan en kan utnytte disse materialenes egenskaper til å bygge mer levedyktige og kostnadseffektive veger. I dette arbeidet er det sett på komprimeringens effekt på ubundne granulære materialers styrke og stivhet.

I vegsammenheng defineres komprimering av jordarter som en prosess for å pakke materialet tettere sammen slik at styrkeegenskapene forbedres. Formålet med å komprimere materialene er i hovedsak å forbedre materialenes motstand mot permanente deformasjoner, blant annet ved å øke bæreevne og stabilitet. I felten er hensikten å få en mest mulig stabil vegkropp, mens i laboratoriet er hensikten å kontrollere komprimeringsegenskapene til ulike materialer. Komprimeringen foregår i hovedsak enten statisk, ved støt eller ved vibrasjon.

Treaksialforsøk er en måte å bestemme materialers elastiske og plastiske oppførsel under sykliske belastninger. I dette arbeidet undersøkes hvordan komprimeringen virker inn på styrke og stivhet for et bærelagsmateriale. Det er valgt å benytte seg av "Multi-stage" prosedyren for å bestemme utviklingen av elastiske og permanente deformasjoner i prøvene. De elastiske og permanente deformasjonene avhenger av spenningsnivå, lastprosedyre, materialparametere, vanninnhold og komprimering.

Det er testet syv prøver av et vellgradert grusmateriale med varierende komprimeringsgrad. Materialets stivhet uttrykkes ved materialets resilientmodul, og modelleres ved hjelp av k- θ modellen. Materialets styrke, eller motstand mot permanente deformasjoner, uttrykkes på fire forskjellige måter. Disse er utviklingen av permanente aksielle tøyninger, styrkeforholdet mellom deviatorspenningene og middelspenningene, materialets bruddgrense og Coulomb-kriteriet.

Ut fra testene utført i dette arbeidet viser det seg at komprimeringen alene ikke kan si å være den avgjørende faktoren for materialets stivhet. Sammenhengen mellom materialets styrke og utført komprimering viser seg derimot å være større. Resultatene viser at de sterkeste prøvene også er de som ble komprimert til høyest tørrdensitet.

Stikkord

- | |
|-----------------------------|
| 1. Komprimering |
| 2. Sykliske treaksialforsøk |
| 3. Elastiske deformasjoner |
| 4. Permanente deformasjoner |

FORORD

Dette er et arbeid utført i forbindelse med avsluttende masteroppgave ved studieprogram Bygg- og miljøteknikk ved NTNU våren 2012. Masteroppgaven er en fordypning i vegteknologi skrevet ved Institutt for Bygg, Anlegg og Transport. Oppgaven ble utviklet i samarbeid med professor Inge Hoff tilknyttet Faggruppe Veg og Transport. Arbeidet med denne oppgaven har vært faglig givende og det har vært interessant å jobbe med en problemstilling som er høyst aktuell for utviklingen av norske veger.

I forbindelse med oppgaven rettes en stor takk til veileder Inge Hoff ved Institutt for bygg, anlegg og transport for hjelp og støtte i masterarbeidet. Det rettes også en stor takk til Lisbeth Johansen ved NTNU/SINTEF Vegteknologisk laboratorium og Patrick Muraya ved Institutt for bygg, anlegg og transport for veiledning i forbindelse med laboratoriearbeidet.

Trondheim 11.06.2012



Lise Lotte Hauger

SAMMENDRAG

Ubundne granulære materialer utgjør en stor del av vegkonstruksjonenes bæreevne. Det er viktig å få bedre kunnskap om hvordan en kan utnytte disse materialenes egenskaper til å bygge mer levedyktige og kostnadseffektive veger. En av faktorene som har betydning for materialenes egenskaper er komprimering av lagene i overbygningen. I dette arbeidet er det derfor sett på komprimeringsens effekt på ubundne granulære materialers styrke og stivhet.

I vegsammenheng defineres komprimering av jordarter som en prosess for å pakke materialet tettere sammen slik at styrkeegenskapene forbedres. Formålet med å komprimere materialene er i hovedsak å forbedre materialenes motstand mot permanente deformasjoner, blant annet ved å øke bæreevne og stabilitet. Komprimering er en funksjon av vanninnhold, jordtype, komprimeringsarbeidet og tørrdensitet, og avhenger i større eller mindre grad av disse

Komprimering utføres både ute i felten og inne på laboratorier rundt om i verden. I felten er hensikten å få en mest mulig stabil vegkropp. Komprimering foregår i hovedsak statisk, ved støt eller ved vibrasjon. Komprimeringen avhenger i stor grad av benyttet utstyr, derfor har valg av utstyr mye å si for komprimeringsresultatet. I virkeligheten er det tilgjengelig utstyr som avgjør hvordan komprimeringen utføres. I Norge er komprimering med valser den mest benyttede metoden. I laboratoriet er hensikten som regel å kontrollere komprimeringsegenskapene til ulike materialer. Det er meningen at komprimeringsmetodene i størst mulig grad skal ligne metodene brukt ute i felten. De mest vanlige formene er støtkomprimering ved Modifisert Proctor, vibrerende komprimering ved vibrasjonsbord og vibrerende hammer, samt i noen tilfeller knaende komprimering ved bruk av gyrtator.

Treaksialforsøk er en måte å bestemme materialers elastiske og plastiske oppførsel under sykliske belastninger. I vegsammenheng betyr dette at en undersøker hvordan de mekaniske egenskapene til materialene i overbygningen responderer på trafikklaster de utsettes for. I dette arbeidet undersøkes hvordan komprimeringen virker inn på styrke og stivhet for et bærelagsmateriale. Ut fra hva man ønsker å teste kan man velge mellom tre ulike prosedyrer. I dette arbeidet benyttes den såkalte "Multi-stage" prosedyren, for å bestemme utviklingen av elastiske og permanente deformasjoner i prøvene. De elastiske og permanente deformasjonene avhenger av en rekke faktorer. Disse er i hovedsak spenningsnivå, lastprosedyre, materialparametere, vanninnhold og komprimering. I begrepet materialparametere inngår blant annet kornfordeling, maksimal kornstørrelse, kornform og andel finstoff. De elastiske og permanente deformasjonene påvirkes i ulik grad av de forskjellige faktorene.

Det er testet syv prøver av et vellgradert grusmateriale med varierende komprimeringsgrad. Faktorer som blant annet vanninnhold og kornfordeling er holdt konstant. Det finnes flere modeller for å presentere materialenes styrke og stivhet. Materialets stivhet uttrykkes ved materialets resilientmodul, og modelleres ved hjelp av $k-\theta$ modellen. Materialets styrke, eller

motstand mot permanente deformasjoner, uttrykkes på fire forskjellige måter. Disse er utviklingen av permanente aksielle tøyninger, styrkeforholdet mellom deviatorspenningene og middelspenningene, materialets bruddgrense og Coulomb-kriteriet.

Ut fra testene utført i dette arbeidet viser det seg at komprimeringen alene ikke kan si å være den avgjørende faktoren for materialets stivhet. Sammenhengen mellom materialets styrke og utført komprimering viser seg derimot å være større. Resultatene viser at de sterkeste prøvene også er de som ble komprimert til høyest tørrdensitet. Dette var forventet, da hensikten med komprimeringen er å forbedre materialets motstand mot permanente deformasjoner og dermed også materialets styrke. Forsøkene og litteratur viser dermed at komprimeringen er viktig for materialenes styrke, men at effekten på materialets stivhet ikke kan sies å være like klar.

ABSTRACT

Unbound granular aggregates used in road pavements are responsible for a big part of the roads bearing capacity. It is important to gain knowledge on how to use the characteristics of these materials in order to build more viable and cost-effective roads. The compaction of the layers in the pavement is of importance for the characteristics of the materials that are used. In this thesis the effect of compaction on strength and stiffness of unbound granular aggregates has been evaluated.

In relation to building roads, compaction is a process used to compress the soil material to enhance its strength. The purpose of compacting is mainly to improve the materials resistance against permanent deformation by increasing its bearing capacity and stability. The compaction is a function of water content, soil type, compaction and dry density.

Compaction is carried out both in the field and in laboratories. Achieving a stable road structure is the most important thing when applied in the field.. Compaction is done statically, by impact compaction or vibration. The compaction is also dependent on equipment, and choice of equipment will influence the end results. The most common compaction method used on Norwegian roads is compaction using rollers. . Controlling the compaction characteristics of different materials is done in laboratories. The methods used when testing indoors should be as similar to the methods used in the field to the extent that this is possible. The most common forms of impact compaction used in laboratories are Modified Proctor, vibration compaction by using a vibrating table or hammer and gyratory compaction.

The Triaxial test is a way of deciding the materials resilient and permanent behavior under cyclic loading. The test is used for exploring how the mechanical characteristics of materials respond to actual traffic loading in the pavement. Also, it can be used to explore how compaction influences strength and stiffness of a pavement material. In this case, a procedure called "Multi-stage" is used in order to decide the development of resilient and permanent deformation. These qualities depend on stress levels, loading procedure, material parameters, water content and compaction. Influencing material parameters are grain size distribution, maximal grain size, grain shape and fines fraction. The degree of influence of the different parameters varies between the resilient and the permanent deformations.

Seven samples from a well graded gravel material with varying compaction effort have been tested. Factors such as water content and grain size distribution have been kept constant. There are several models on how to present the materials' strength and stiffness. The stiffness of the material is expressed by the material's resilience modulus, and is modeled by the $k-\theta$ model. The strength of the material, or the material's resistance against permanent deformation, is expressed in four different ways: the development of permanent axial strain, relative strength

between deviatoric stress and mean stress, the materials breaking point and the Coulomb criterion.

Tests executed in this thesis show that the compaction alone is not adequate to decide the stiffness of the material. The tests indicate a more prominent connection between the strength of the material and executed compaction. The results also show that the samples with the most strength are those that were compacted to a higher dry density. This was expected, since the purpose of compaction is to improve the material's resistance against permanent deformations and strength. Both literature and tests show that compaction is important to enhance the materials strength, but the effect on the stiffness of the materials is not as apparent.

INNHALDSFORTEGNELSE

FORORD	III
SAMMENDRAG	V
ABSTRACT	VII
INNHALDSFORTEGNELSE.....	IX
FIGURER.....	XI
TABELLER.....	XIII
1 INNLEDNING.....	1
1.1 BAKGRUNN.....	1
1.2 MÅL.....	1
1.3 OPPBYGGING.....	2
2 KOMPRIMERING.....	3
2.1 KOMPRIMERING I FELT	3
2.1.1 Komprimeringsmetoder	3
2.1.2 Utstyr.....	5
2.1.3 Komprimeringskontroll	8
2.2 KOMPRIMERING I LABORATORIET	11
2.2.1 Komprimeringsmetoder	11
3 KOMPRIMERINGSTEORI.....	21
3.1 VANNINNHold, W	22
3.2 MATERIALTYPE.....	25
3.2.1 Kornfordeling	25
3.2.2 Kornform	31
3.3 KOMPRIMERINGSARBEIDET.....	31
4 TREAKSIALFORSØK	33
4.1 TESTPROSEDYRER	33
4.1.1 "Multi-stage" prosedyre	34
4.2 UTSTYR.....	37
4.3 ELASTISK RESPONS.....	40
4.3.1 Spenningsnivåets effekt	41
4.3.2 Effekt av lastprosedyre.....	43
4.3.3 Effekt av materialparameterne.....	43
4.3.4 Effekt av vanninnhold.....	45
4.3.5 Effekt av komprimering	46
4.4 PERMANENTE DEFORMASJONER.....	46
4.4.1 Shakedown teori.....	49
4.4.2 Coulomb-kriteriet.....	49
4.4.3 Spenningsnivåets effekt	52
4.4.4 Effekt av lastprosedyre.....	53
4.4.5 Effekt av materialparameterne.....	55
4.4.6 Effekt av vanninnhold.....	57
4.4.7 Effekt av komprimering	57

5	TESTPROGRAM.....	59
5.1	MATERIALE.....	59
5.1.1	<i>Klassifisering av materialet</i>	<i>59</i>
5.2	PRØVESPEFISIKASJONER.....	62
5.2.1	<i>Densitet og vanninnhold.....</i>	<i>62</i>
5.2.2	<i>Andre Prøvespesifikasjoner.....</i>	<i>63</i>
5.3	KOMPRIMERING	64
5.3.1	<i>Forberedelser.....</i>	<i>64</i>
5.3.2	<i>Komprimeringsmetode.....</i>	<i>64</i>
5.3.3	<i>Modifisert Proctor</i>	<i>65</i>
6	RESULTATER.....	67
6.1	KOMPRIMERINGSRESULTATER.....	67
6.2	RESULTATER FRA TREAKSFORSØK.....	69
6.2.1	<i>Beskrivelse av prøvene</i>	<i>69</i>
6.2.2	<i>Elastisk oppførsel.....</i>	<i>70</i>
6.2.3	<i>Permanente deformasjoner.....</i>	<i>71</i>
7	DISKUSJON.....	77
7.1	ELASTISK OPPFØRSEL	77
7.1.1	<i>Prøvenes lastfordelende evne</i>	<i>78</i>
7.1.2	<i>Generelle observasjoner.....</i>	<i>79</i>
7.2	PERMANENTE DEFORMASJONER.....	80
7.2.1	<i>Styrkeforhold.....</i>	<i>80</i>
7.2.2	<i>Bruddgrensen.....</i>	<i>81</i>
7.2.3	<i>Coulomb-kriteriet.....</i>	<i>82</i>
7.3	VIRKNINGER FOR PRAKSIS.....	83
7.4	FEILKILDER.....	84
8	KONKLUSJON.....	85
9	VIDERE ARBEID.....	87
10	REFERANSER	89
11	BILAG	93
12	VEDLEGG.....	153

FIGURER

Figur 9 Prinsippet for statisk komprimering. (Dynapac High Comp, 2001).....	4
Figur 10 Prinsipp for støtkomprimering. (Dynapac High Comp, 2001)	4
Figur 11 Prinsipp for vibrerende komprimering. (Dynapac High Comp, 2001)	5
Figur 12 Ulike valser. (Dynapac High Comp, 2001).....	6
Figur 13 Vibrasjonsplate. (Dynapac High Comp, 2001).....	7
Figur 14 Stamper. (Dynapac High Comp, 2001).....	7
Figur 15 Sandvolumeter. (Dynapac High Comp, 2001).....	8
Figur 16 Isotopmåler. (Dynapac High Comp, 2001)	9
Figur 17 Prinsippskisse for Dynamic Cone Penetrometer. (Statens vegvesen, 1997)	9
Figur 18 Komprimeringskontroll ved hjelp av nivellering. (Dynapac High Comp, 2001)	10
Figur 19 Komprimeringskontroll ved platebelastning. (Dynapac High Comp, 2001).....	11
Figur 20 Utstyr for utførelse av Modifisert Proctor.....	12
Figur 21 Kurver for Standard og Modifisert Proctor. (Holtz & Kovacs, 1981).....	13
Figur 22 Vibrasjonsbord NTNU/SINTEF Vegteknologisk laboratorium.	15
Figur 23 Sylindrisk stålform.	16
Figur 24 Tilleggsvekt.	17
Figur 25 Vibrerende hammer NTNU/SINTEF Vegteknologisk laboratorium. (Hoff, 2010).....	18
Figur 26 Bevegelsesmønsteret ved komprimering med gyrator. (Hoff, 1999)	19
Figur 27 Fordeling av komprimeringsenergi ved Gyratorkomprimering.	20
Figur 20 Utvikling av vannfilm mellom kornene. (Kolisaja, 1997).....	23
Figur 21 Kreftene som oppstår mellom to sfæriske kuler. (Kolisaja, 1997).....	23
Figur 22 Effekt av poresug som funksjon av metningsgrad. (Kolisaja, 1997).....	24
Figur 23 Proctor-kurver. (Holtz & Kovacs, 1981).....	25
Figur 24 Effekt av partikkelstørrelse på sammenpressingen av partikkelkøer. (Kolisaja, 1997).....	27
Figur 25 Orientering av korn i materialer med lite (A) og mye (B) finstoff. (Kolisaja, 1997).....	29
Figur 26 Typiske komprimeringskurver for 8 jordarter. (Johnson & Sallberg, 1960)	30
Figur 27 Reduksjon av optimalt vanninnhold for økende komprimeringsgrad. (Sandven, --b).....	32
Figur 28 Påførte laster under treaksial testene.....	34
Figur 29 Treaksialutstyr NTNU/SINTEF.	37
Figur 30 Skisse av treaksialutstyret.	38
Figur 31 Magnesiumring. (Hoff, 1999).....	39
Figur 32 Overføring fra komprimeringsform til lateksmembran. (Hoff, 2010)	40
Figur 33 Sammenheng mellom spenningsnivå og resilientmodulen. (Hoff, 2008)	42
Figur 34 Resilientmodul som funksjon av vanninnhold. (Thom & Brown, 1987).....	45
Figur 35 Resilientmodul som funksjon av summerte hovedspenninger for ulike komprimeringsnivå. (Kolisaja, 1997)	46
Figur 36 Permanente og elastiske deformasjoner for én lastsyklus. (Lekarp, 1999)	47
Figur 37 Permanente deformasjoner under en lastsekvens. (Hoff, 2008)	48

Figur 38 Mohr-Coulomb spenningsdiagram. (Hoff, 1999)	50
Figur 39 Områder for elastisk og plastisk oppførsel. (Hoff, 1999)	51
Figur 40 Grenser for sammenbrudd og elastisk respons. (Hoff et al., 2003).....	52
Figur 41 Spenninger som oppstår under en rullende hjullast. (Shaw, 1980)	53
Figur 42 Utvikling av permanente deformasjoner. (Hoff, 1999)	54
Figur 43 Graderingens og komprimeringens effekt på de permanente deformasjonene. (Thom & Brown, 1988)	56
Figur 44 Dreneringens effekt på utviklingen av permanente deformasjoner. (Dawson, 1990) ...	57
Figur 45 Kornfordeling for bærelagsmateriale fra Nässjö.....	61
Figur 46 Tørrdensitet etter komprimering.....	68
Figur 47 Proctor-kurve.....	69
Figur 48 Resilientmodul som funksjon av Sum Hovedspenninger.....	70
Figur 49 Utviklingen av permanente deformasjoner for prøve 4.....	72
Figur 50 Styrkeforhold prøve 4.....	73
Figur 51 Bruddgrense prøve 4.....	74
Figur 52 Coulomb-kriteriet, prøve 4.....	75
Figur 53 Resilientmodul ved sum hovedspenninger $\theta = 600$ kPa.....	77
Figur 54 Sammenstilling av styrkeforhold for prøvene.....	80
Figur 55 Sammenstilling av bruddgrensene for prøvene.....	81

TABELLER

Tabell 1 Forskjell på Standard og Modifisert Proctor.....	13
Tabell 2 Spenningsnivå, høye spenninger.....	35
Tabell 3 Spenningsnivå, lave spenninger.....	35
Tabell 4 Grenser for område av permanente deformasjoner.....	49
Tabell 5 Grenser mellom områder for permanente deformasjoner.....	51
Tabell 6 Materialparametere.....	59
Tabell 7 Inndeling av jordarter etter kornstørrelse. (Sandven, --a).....	60
Tabell 8 Minste/største kornstørrelse.....	62
Tabell 9 Tilsiktet densitet og vanninnhold.....	62
Tabell 10 Tilsiktede prøvespesifikasjoner.....	63
Tabell 11 Komprimeringsutstyr. (Hoff et al., 2003).....	64
Tabell 12 Komprimeringsmetode og -energi.....	65
Tabell 13 Prøvespesifikasjoner Modifisert Proctor.....	66
Tabell 14 Faktiske prøvespesifikasjoner.....	67
Tabell 15 Lastfordelingskoeffisienter.....	78
Tabell 16 Mobilisert friksjonsvinkel, friksjonsvinkel og mobilisert skjærfriksjon.....	82
Tabell 17 Rangering av prøvene etter størrelsen på grensene.....	83

1 INNLEDNING

1.1 Bakgrunn

Kravene til den økonomiske lønnsomheten ved bygging av norske veger er i dag økende. Samtidig øker også kravene til vegkonstruksjonens styrke og bestandighet. Disse to faktorene er vanskelig å kombinere. For å få en sammenheng mellom lavere kostnader og mer levedyktige veger settes det derfor ekstra høye krav til materialene som benyttes i vegene.

Ubundne granulære materialer har blitt benyttet i veger så lenge vegene har eksistert, og i Norge er vi så heldige at vi har god tilgang til slike materialer av høy kvalitet. Det er likevel viktig å få bedre kunnskap om hvordan man kan utnytte disse materialenes egenskaper til å bygge både mer levedyktige og kostnadseffektive veger. En måte å tilegne seg denne kunnskapen på er ved laboratorietesting av materialene.

Deformasjonene som oppstår i et vegdekke er i hovedsak et resultat av at vegen utsettes for store repeterende trafikkklaster, spesielt fra tunge kjøretøy. For å få en mer levedyktig veg må materialet optimeres med tanke på å redusere deformasjonen av vegdekkene. Deformasjonene som oppstår i vegdekkene er enten elastiske eller permanente. Det er størrelsen på de permanente deformasjonene som påvirker vegens levetid mest. Deformasjonene avhenger av en rekke faktorer blant annet materialtype, kornform, kornfordeling, vanninnhold, spenningsnivå, antall lastsykluser og komprimeringsarbeidet av de forskjellige lagene i konstruksjonen. Komprimeringen har mye å si for materialenes styrke og stivhet, og en optimering av komprimeringen vil derfor kunne føre til bedre motstand mot dannelsen av spesielt permanente deformasjoner. Ved å utføre sykliske treaksialtester på materialene kan man få en god vurdering av hvordan endring av komprimeringsnivå påvirker materialenes styrke og stivhet.

1.2 Mål

I dette arbeidet er det fokusert på hvordan komprimering virker inn på utviklingen av elastiske og permanente deformasjoner i bærelaget til et materiale som utsettes for repeterende trafikkklaster. Det er valgt å teste syv prøver hvor alle prøvene er laget av det samme materialet, prøvene har derfor likt utgangspunkt. Prøvene er komprimert med forskjellig komprimeringsnivå og deretter utsatt for sykliske treaksialtester. Meningen med arbeidet er å kunne si noe om hvordan ulike komprimeringsnivå alene virker inn på ubundne granulære materialers stivhet og styrke.

1.3 Oppbygging

Arbeidet kan deles opp i tre deler; en teoridel, en laboratoriedel og en diskusjonsdel. I teoridelen er det utført et litteraturstudie som tar for seg tidligere arbeid angående komprimerings- og treaksialteori. I laboratoriedelen beskrives hva som er gjort i laboratoriet i forhold til forberedelser til og selve utførelsen av komprimering og treaksialforsøket, i tillegg presenteres resultatene. I diskusjonsdelen presenteres diskusjon rundt resultatene og til slutt konklusjon og videre arbeid.

Teoridelen består av kapittel 2, 3 og 4. I kapittel 2 presenteres komprimeringsteori ut fra tidligere studier utført av blant annet Kolisoja (1997), Das (1999) og Holtz & Kovacs (1981). Ulike faktorer som påvirker komprimeringen av ubundne granulære materialer forklares ut fra teorier gitt i blant annet disse tre arbeidene. I kapittel 3 beskrives ulike metoder og utstyr for komprimering i felt og i laboratoriet. I kapittel 4 presenteres teori som omhandler treaksialforsøk. Litteraturstudiet baserer seg i hovedsak på tidligere arbeid utført av Lekarp (1999), Uthus (2007a), Werkmeister (2003) og Hoff (1999). Kapittelet tar for seg lastprosedyrer, treaksialutstyret og prinsippene bak utviklingen av elastiske og permanente deformasjoner.

Laboratoriedelen består av kapittel 5 og 6. I kapittel 5 presenteres materialet som er benyttet i laboratoriearbeidet, prøvespesifikasjonene og komprimeringsarbeidet. I kapittel 6 presenteres resultatene fra komprimeringen og treaksialtestene med kommentarer.

Diskusjonsdelen består av kapittel 7 og 8. I kapittel 7 diskuteres resultatene fra kapittel 6 med utgangspunkt i evaluering av prøveresultatene, samt en vurdering av komprimeringens påvirkning på prøveresultatene. Kapittel 8 inneholder konklusjoner fra diskusjonen av resultatene, samt forslag til videre arbeid med temaet.

2 KOMPRIMERING

Komprimering utføres både ute i felten og i laboratorier rundt omkring i hele verden. I felten komprimerer man for å få en så stabil vegkropp som mulig slik at permanente deformasjoner reduseres, noe som fører med seg reduserte vedlikeholdskostnader og forlenget levetid for konstruksjonen. I laboratoriet er hensikten å kontrollere komprimeringen som utføres i felten, og forhåpentligvis forbedre denne ved for eksempel å optimere med tanke på vanninnhold. I dette kapitlet følger en beskrivelse av komprimeringsmetoder, utstyr og komprimeringskontroll som utføres både ute i felten og inne i laboratoriet.

2.1 Komprimering i felt

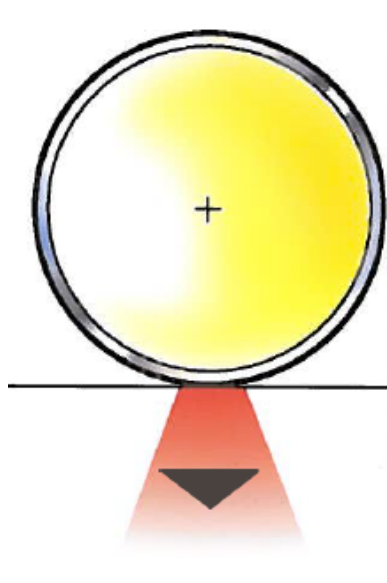
Som sagt er hensikten med å komprimere en veg ute i felten å få en mest mulig stabil vegkropp for å stabilisere konstruksjonen og redusere de permanente deformasjonene. Det finnes en rekke ulike metoder og utstyr man kan benytte seg av, og valget mellom de forskjellige er ofte avgjørende for å få til en og god komprimering.

2.1.1 Komprimeringsmetoder

De tre mest brukte metodene er *statisk* komprimering, komprimering ved *støt* og komprimering ved bruk av *vibrasjon*. Valg av metode avhenger i teorien av jordtypen, vanninnhold, stivheten til underliggende lag og undergrunnen, samt tiden som er satt av til komprimeringsarbeidene (Dynapac High Comp, 2001). Disse faktorene er også avgjørende for resultatet av komprimeringen. I praksis er det som regel tilgjengelig materiale som er avgjørende for valg av komprimeringsmetode. Beskrivelsen av de tre metodene er gjengitt fra *Dynapac HighComp; Packning och utläggning – Teori och Praktik* fra 2001 (Dynapac High Comp, 2001).

Statisk komprimering

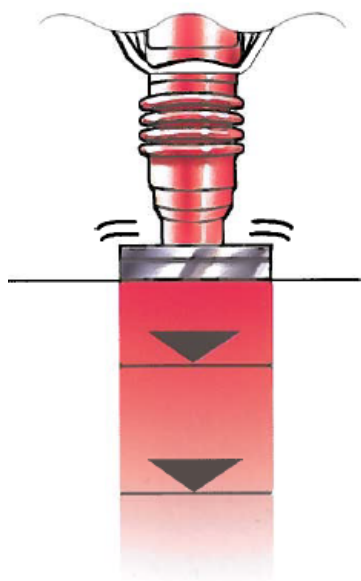
Ved denne typen komprimering utsettes materialet kun for statisk trykk som genereres av komprimeringsutstyrets egenvekt. For å få mest mulig ut av komprimeringen må materialet legges ut i tynne lag, da det statiske trykket fra egenvekten raskt avtar med dybden. Komprimeringsgraden avhenger også av antall overfarter og hastigheten til komprimeringsutstyret. Prinsippene for statisk komprimering er gitt i Figur 1.



Figur 1 Prinsippet for statisk komprimering. (Dynapac High Comp, 2001)

Støtkomprimering

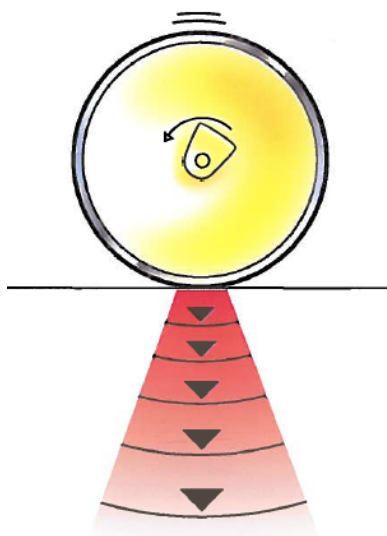
Ved støtkomprimering overføres en stor støtkraft til overflaten av materialet, denne støtkraften genererer en trykkbølge som forplanter seg nedover i materialet. Det genereres jevnt fordelt store støtkrefter i materialet som følge av den store slag høyden, noe som fører til at man får en god dybdevirkning nedover i materialet. Det kreves mange overførter for å få en jevn komprimering med denne metoden, og i tillegg må utstyret kjøres med høy hastighet for å oppnå full effekt. Metoden er mest økonomisk lønnsom på store flater. Støtkomprimering er ikke en vanlig metode for komprimering av vegger, mye på grunn av at metoden krever mange overførter og at den egner seg best for større flater. Prinsippet for støtkomprimering er gitt i Figur 2.



Figur 2 Prinsipp for støtkomprimering. (Dynapac High Comp, 2001)

Vibrerende komprimering

Ved vibrerende komprimering avgis en rekke med støt raskt etter hverandre mot overflaten. Støtene er en blanding av statisk og dynamisk trykk. Vibrasjonen fører til at partiklene pakkes tettere sammen som følge av at de settes i bevegelse. Denne tette strukturen fører til flere kontaktpunkter mellom partiklene som igjen gir økt lastbærende evne. Ved bruk av denne metoden oppnår man høyere densitet og bedre dybdevirkning enn med statisk komprimering, noe som gjør metoden til en av de mest effektive på alle typer materialer. I tillegg kreves det få overfarer for å oppnå ønsket slutt-densitet. Vibrerende komprimering er den mest brukte komprimeringsmetoden i felten. Prinsippet for vibrerende komprimering er gitt i Figur 3.



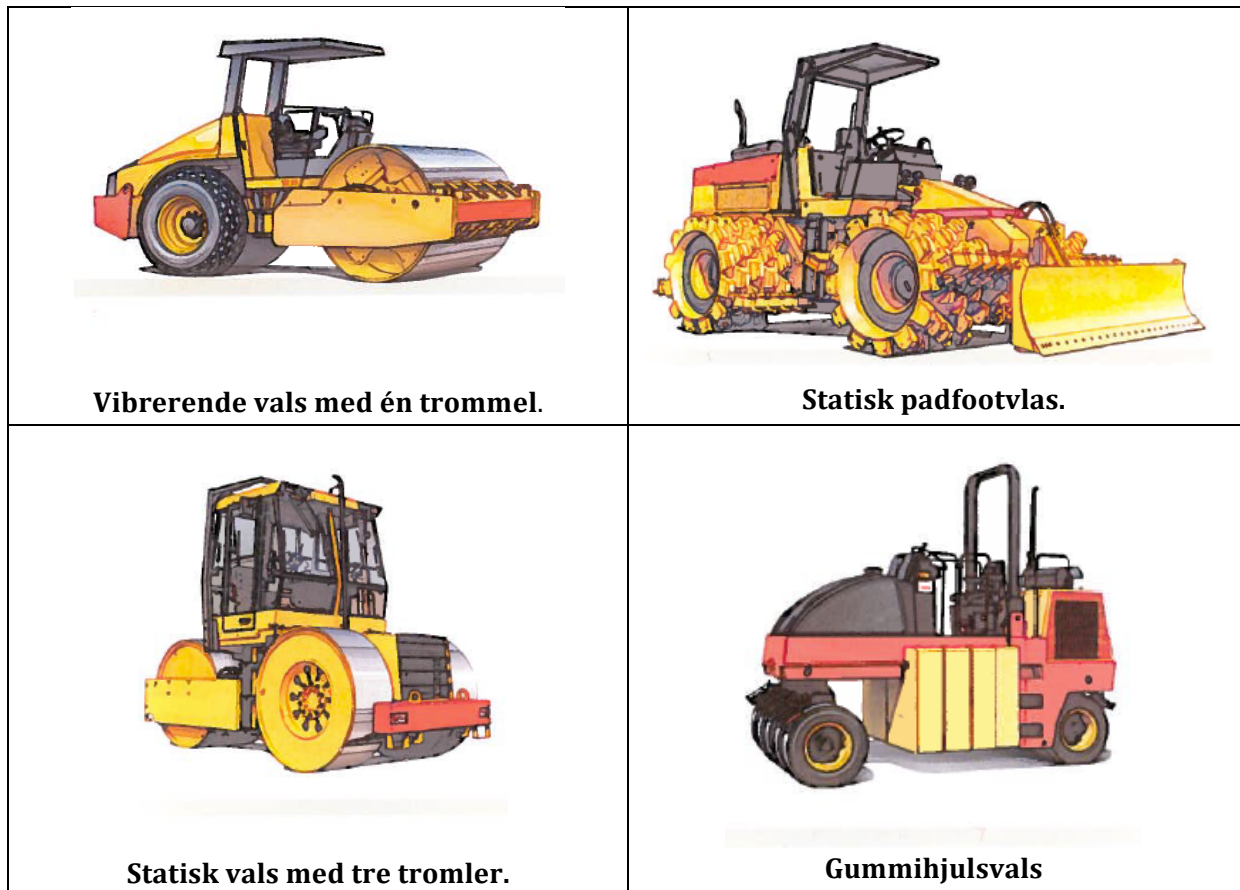
Figur 3 Prinsipp for vibrerende komprimering. (Dynapac High Comp, 2001)

2.1.2 Utstyr

Det finnes mye forskjellig komprimeringsutstyr ute på markedet og det er derfor viktig å ta hensyn til en rekke faktorer når man skal velge utstyr slik at man oppnår best mulig resultat når komprimeringsarbeidene er utført. De viktigste faktorene er blant annet hva slags materiale som skal komprimeres, tykkelsen på lagene, hvordan man ønsker å komprimere og størrelsen på overflaten som skal komprimeres (Dynapac High Comp, 2001). Utstyret deles opp i tre hovedgrupper ut fra type utstyr, disse er *valser*, *vibrasjonsplater* og *stampere*. Det er fokusert på å gi en ren beskrivelse av utstyret.

Valser

Det finnes mange ulike typer valser med ulike spesifikasjoner. Valsene kan være statiske, vibrerende, knaende eller basert på støt (Nordal, 1979). I Figur 4 gis det en oversikt over de mest brukte valsene som finnes på markedet i dag.

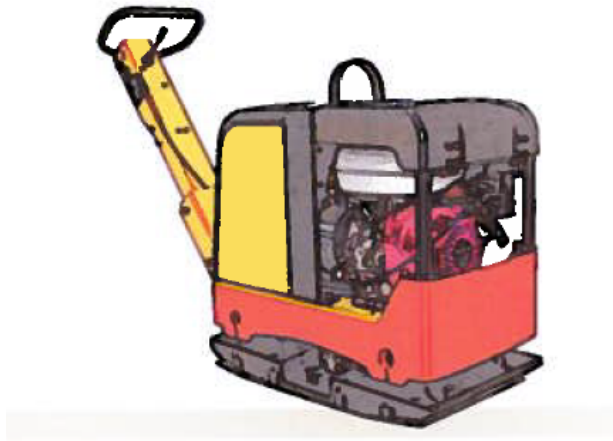


Figur 4 Ulike valser. (Dynapac High Comp, 2001)

De statiske valsene er to eller tre hjuls og er utstyrt med ståltromler som kan fylles med ballast for å øke egenvekten til valsen. Padfootvalse benyttes til støtkomprimering. De vibrerende valsene har som oftest ett eller to hjul, og er i likhet med de statiske valsene utstyrt med ståltromler. Gummihjulsvalsene benyttes til knaing av materialet, noe som gjør at de er godt egnet til komprimering av ujevne overflater (Nordal, 1979).

Vibrasjonsplate

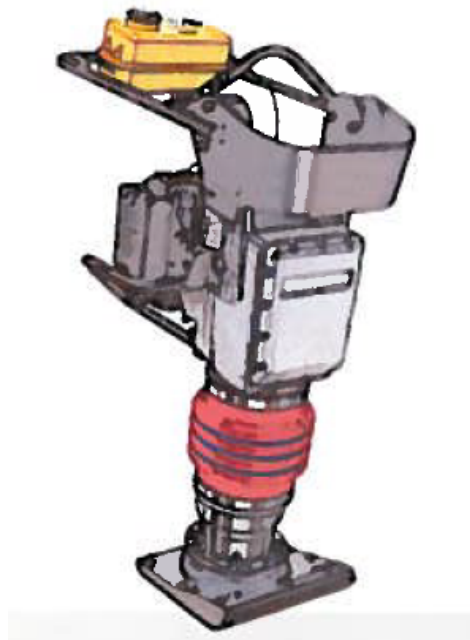
Vibrasjonsplatene egner seg best til bruk på mindre overflater hvor det er vanskelig å komme til med de større valsene. Disse kan benyttes hver for seg eller kobles sammen og trekkes med for eksempel en traktor for å dekke et større område (Nordal, 1979). Figur 5 viser en typisk vibrasjonsplate på mellom 40 og 800 kg.



Figur 5 Vibrasjonsplate. (Dynapac High Comp, 2001)

Stamper

Dette er de minste komprimeringsmaskinene, noe som gjør de forholdsvis lette og enkle og håndtere. Stamperen hopper på underlaget, og pakker materialet sammen ved hjelp av slag og vibrasjon (Nordal, 1979). Figur 6 gir en illustrasjon av en typisk stamper på mellom 40 og 100 kg.



Figur 6 Stamper. (Dynapac High Comp, 2001)

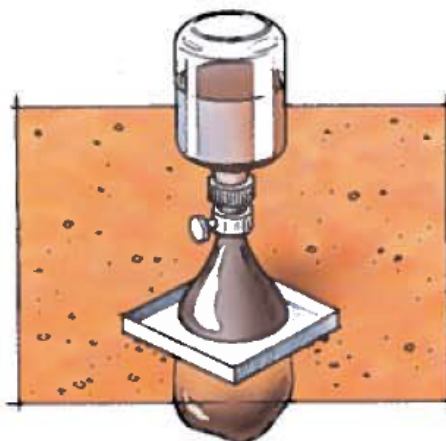
2.1.3 Komprimeringskontroll

I *Håndbok 018 Vegbygging* er det gitt krav til kvalitetssikring av utført arbeid ved byggingen av en veg, og som en del av denne kvalitetssikringen er det gitt krav til komprimeringsarbeidet. Kontroll av komprimeringen utføres derfor for å imøtekomme kravene til komprimeringsarbeidet. Komprimeringskontrollen kan enten utføres som punktmålinger eller som kontinuerlig kontroll av hele overflaten samtidig som komprimeringen pågår.

I *Håndbok 015 Feltundersøkelser* gis fremgangsmåten til punktmålingsmetodene som er aktuelle å bruke på norske veger. I det følgende vil det bli gitt et kort sammendrag av prinsippet for metodene, for mer informasjon om fremgangsmåte, utstyr og resultater se *Håndbok 015 Feltundersøkelser (Statens vegvesen, 1997)*.

Sand- og vannvolumeter

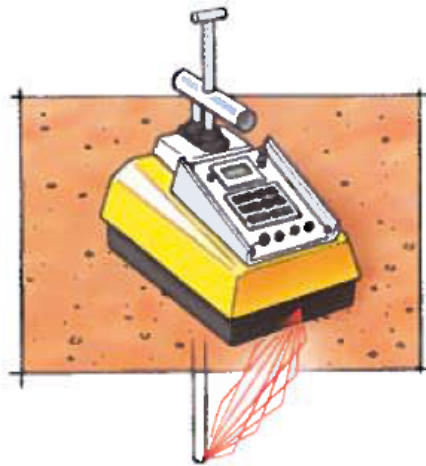
Både sand- og vannvolumeter brukes som komprimeringskontroll på silt-, sand- og grusmaterialer. Prinsippet for utførelse er omtrent det samme for de to målemetodene. Man graver et lite hull i det laget man ønsker å teste. Hullet fylles med tørr ensgradert sand ved bruk av sandvolumeter, eller en gummiballong som fylles med vann ved bruk av vannvolumeter. Det oppgravde materialet tørkes slik at man kan bestemme hullets volum, samt materialets tørrmasse og tørrdensitet. Figur 7 viser en skisse av et sandvolumeter.



Figur 7 Sandvolumeter. (Dynapac High Comp, 2001)

Isotopmåler

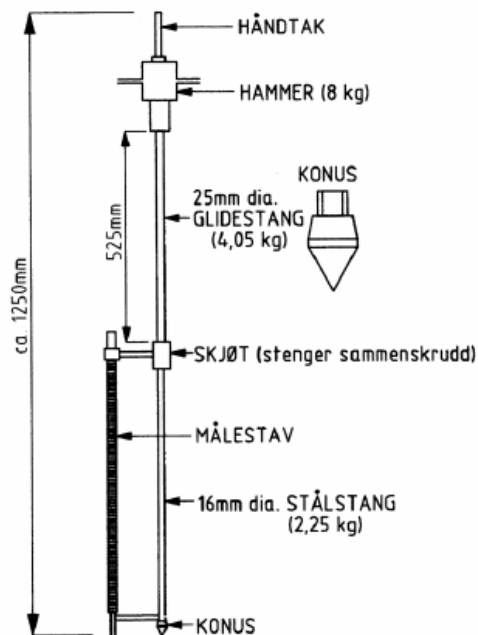
Isotopmåleren benyttes i hovedsak på kohesjons- og friksjonsjordarter. Prinsippet for målemetoden går ut på at radioaktive gammastråler som sendes ned i jorden bremses opp på grunn av jordartens densitet (Dynapac High Comp, 2001). Dette kan brukes til å bestemme densitet og vanninnhold for jordarten. Isotopmåleren er skissert i Figur 8.



Figur 8 Isotopmåler. (Dynapac High Comp, 2001)

Dynamic Cone Penetrometer (DCP)

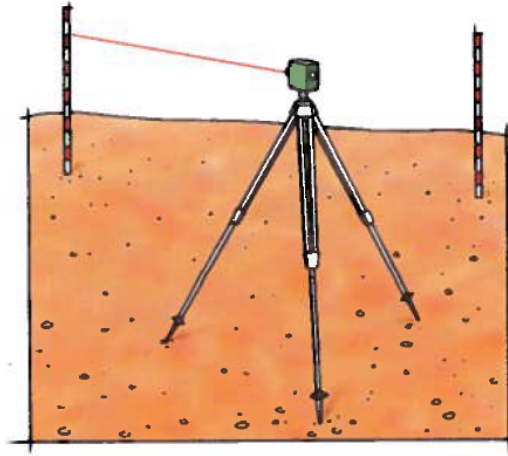
Denne målemetoden benyttes for å bestemme skjærstyrken til sand- og grusmaterialer. Resultatet fra DCP-målingen kan benyttes til å finne materialets CBR-verdi, som igjen kan si noe om forsterkningsbehovet. Målingen utføres ved at en stang med en konus eller spiss i enden trykkes ned i materialet med en gitt penetrasjonshastighet, og nedtrykkingen eller penetrasjonsmotstanden spissen utsettes for registreres (Dynapac High Comp, 2001). En skisse av utstyret er vist i Figur 9.



Figur 9 Prinsippskisse for Dynamic Cone Penetrometer. (Statens vegvesen, 1997)

Nivellering

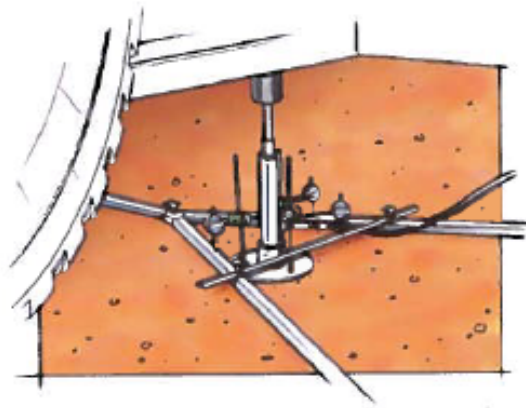
Nivellering benyttes til komprimeringskontroll av alle typer materialer. Metoden går ut på at man måler høyden på det ønskede laget før komprimering og etter hver overfart med komprimeringsutstyret, for å kunne si noe om setningene som genereres som følge av komprimeringen. I følge Statens vegvesen (1997) anses laget som "tilfredsstillende komprimert når siste passering gir en setning som er mindre enn 10 % av totalsetningen". En skisse av hvordan en utfører komprimeringskontrollen med nivelleringsutstyr er gitt i Figur 10.



Figur 10 Komprimeringskontroll ved hjelp av nivellering. (Dynapac High Comp, 2001)

Platebelastning

Metoden brukes på materialer med maksimal kornstørrelse mindre enn 150 millimeter. I tillegg til å kontrollere komprimeringen av utlagte materialer, kan metoden også brukes til å bestemme bæreevne og stabilitet. Det plasseres en stiv, sirkulær plate på materialet som utsettes for en jevnt fordelt belastning. På bakgrunn av belastningen, nedbøyningen til platen og platens diameter beregner man elastisitetsmodulen til materialet under platen. Dette gjentas et visst antall ganger, og til slutt kan komprimeringen beregnes som endring i elastisitetsmodulen. Figur 11 viser en skisse av komprimeringskontroll med platebelastning.



Figur 11 Komprimeringskontroll ved platebelastning. (Dynapac High Comp, 2001)

2.2 Komprimering i laboratoriet

Hensikten med komprimering i laboratoriet er å kontrollere komprimeringsegenskapene til ulike materialer (Nordal, 1979). På grunn av kravene som er satt til komprimeringen av vegger i Håndbok 018 utfører man også komprimeringskontroll av materialene i laboratoriet. Resultatene fra komprimeringskontrollen sier noe om komprimeringsgraden til materialet, vanninnholdets innvirkning på komprimeringen og den maksimalt oppnåelige densiteten (Nordal, 1979). Komprimeringsgraden forteller hvor lett materialet komprimeres ved bruk av ulike komprimeringsmetoder. Vanninnholdet har mye å si for komprimeringsgraden til materialet. Både for mye og for lite vann fører til at komprimeringen ikke blir god nok i forhold til kravene, noe som igjen fører til at konstruksjonen ikke vil oppføre seg som ønsket. Man ønsker derfor at komprimeringen utføres ved optimalt vanninnhold. Ved optimalt vanninnhold finner man maksimal densitet og det er disse to forholdene som gir den beste komprimeringen. Som beskrevet i 3.1 varierer optimalt vanninnhold med type og vekt av utstyret som brukes til komprimeringen. Tungt utstyr fører til at maksimal tørrdensitet oppnås ved lavere optimalt vanninnhold fordi materialet pakkes lettere sammen jo tyngre utstyret er. Det er viktig å ta med dette i vurderingen når man velger komprimeringsutstyr i laboratoriet.

2.2.1 Komprimeringsmetoder

Komprimering i laboratoriet skjer som i felten enten *statisk*, ved *støt*, ved *vibrasjon* eller ved hjelp av *knaing*. Komprimeringen som utføres i laboratoriet kan ikke simulere komprimeringen utført i felt hundre prosent, men tilnærmelsen til komprimeringsresultatene er like vel god.

Statisk komprimering

Statisk komprimering i laboratoriet egner seg i følge Nordal (1979) best til komprimering av finkornig materiale eller materiale der grove korn flyter i finstoff. Metoden egner seg godt dersom man ønsker å komprimere en prøve med en gitt densitet. Prøven fylles inn i en stålform i ett eller flere lag, og trykkes enten sammen fra toppen, eller fra topp og bunn med et trykk på opptil 15MN/m^2 (Nordal, 1979).

Støtkomprimering

Det benyttes i hovedsak to former for støtkomprimering, disse er Standard Proctor og Modifisert Proctor. Metodene er forholdsvis like da Modifisert Proctor er en videreutvikling av Standard Proctor. Standard Proctor ble utviklet av Ralph Roscoe Proctor på 1930-tallet, og testen er derfor tilpasset forholdene på denne tiden. Etter hvert som det ble mer og mer vanlig med tyngre kjøretøy på vegene, i tillegg til at komprimeringsutstyret ble tyngre og tyngre, fikk man et behov for en bedre komprimering slik at vegene kunne tåle tyngre laster. På grunn av dette økte man komprimeringsenergien i laboratoriet og Modifisert Proctor ble utviklet. Med den nye metoden kunne man teste høyere densiteter og dermed få mer stabile konstruksjoner som tålte større laster enn ved den gamle metoden. Figur 12 viser utstyret for å utføre Modifisert Proctor på NTNU/SINTEF Vegteknologisk laboratorium.



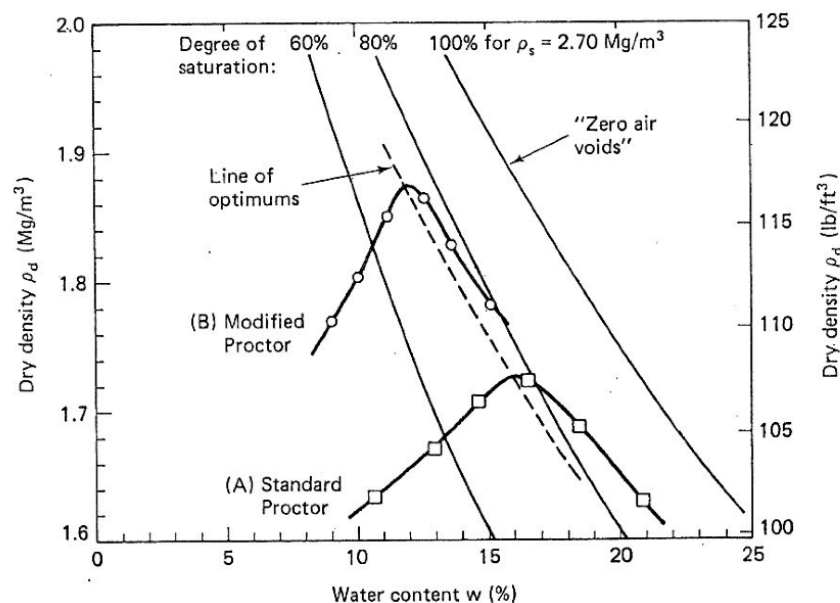
Figur 12 Utstyr for utførelse av Modifisert Proctor.

Forskjellene mellom Standard og Modifisert Proctor ligger i utstyret man benytter seg av. I Tabell 1 gis en oversikt over forskjellene mellom de to metodene.

Tabell 1 Forskjell på Standard og Modifisert Proctor.

	Standard Proctor		Modifisert Proctor	
Stålsylinder	1 liter	2 liter	1 liter	2 liter
Antall lag	3	3	5	5
Slag per lag	25	55	25	55
Fallodd	2,63 kg		4,80 kg	
Fallhøyde	30 cm		45 cm	

Formålet med både Standard og Modifisert Proctor er å finne fram til optimalt vanninnhold og dermed maksimal densitet til materialet man tester ut. For å finne fram til optimalt vanninnhold lager man flere prøver med forskjellig vanninnhold, og ut fra resultatene av testen tegner man opp Proctor-kurven som er en funksjon av vanninnhold og tilhørende tørrdensitet se Figur 13. Ved å lese av topp-punktet på kurven finner man optimalt vanninnhold og maksimal tørrdensitet.



Figur 13 Kurver for Standard og Modifisert Proctor. (Holtz & Kovacs, 1981)

I tillegg til å finne optimalt vanninnhold og maksimal tørrdensitet kan en også bruke Proctor-kurven til å sammenligne med resultater fra andre komprimeringsforsøk utført i laboratoriet eller ute i felten. Dette gir en god indikasjon på kvaliteten til det utførte komprimeringsarbeidet. For mer utfyllende informasjon om de to testmetodene henvises det til *Norsk Standard NS-EN 13286-2:2010, Mekanisk stabiliserte og hydraulisk stabiliserte masser. Del 2: Prøvningsmetoder for laboratoriebestemmelse av tørrdensitet og vanninnhold. Proctor-komprimering* (CEN, 2010).

Vibrerende komprimering

Vibrasjon brukes i hovedsak på friksjonsmaterialer, som for eksempel stein, grus og sand. Årsaken til dette er at metoden ved komprimering er effektiv med tanke på reduksjon av friksjon og omlagring av korn i friksjonsmaterialer (Nordal, 1979). Som nevnt i avsnitt 2.1.1 er dette den mest brukte komprimeringsmetoden i felten. Denne komprimeringsmetoden gir derfor en god sammenhengen mellom komprimering i felt og komprimering i laboratoriet.

De to mest vanlige metodene for vibrerende komprimering er å benytte seg av en vibrerende hammer eller et vibrasjonsbord. Hvilken av disse to man velger avhenger av ønskede komprimeringsegenskaper. Både vibrasjonsbordene og de vibrerende hammerne finnes med ulike spesifikasjoner, noen er kraftige og gir en tettere komprimering, mens andre er mindre kraftige og gir dermed en løsere komprimering.

Det finnes to laboratorietester for å gjøre i stand prøver med vibrerende komprimering:

- *NS-EN 13286-50 "Mekanisk stabiliserte og hydraulisk stabiliserte masser. Del 50: Metode for tillaging av prøvelegemer av hydraulisk stabiliserte masser ved komprimering med Proctor-utstyr eller vibrerende bord"*
- *NS-EN 13286-51 "Mekanisk stabiliserte og hydraulisk stabiliserte masser. Del 51: Metode for tillaging av prøvelegemer av hydraulisk stabiliserte masser ved komprimering med vibrohammer".*

I det følgende vil det bli gitt et kort sammendrag av testene, for mer utfyllende informasjon henvises det til standardene NS-EN 13286-50 (CEN, 2005a) og NS-EN 13286-51 (CEN, 2005b).

NS-EN 13286-50 Vibrerende bord

Formålet med testen er å lage sylindriske prøver av vann og steinmateriale og komprimere disse til man oppnår en forhåndsbestemt ønsket densitet. Det vibrerende bordet skal være i henhold til standard NS-EN 13286-5, et stålbord med en vibrerende polstret stålplate som styres ved hjelp av en elektromagnetisk vibrator (CEN, 2003b). I praksis utgjøres denne elektromagnetiske vibratoren av en eksentrisk vekt, eller tilleggsvekt. Vibrasjonsbordet benyttet i dette arbeidet er gitt i Figur 14.



Figur 14 Vibrasjonsbord NTNU/SINTEF Vegteknologisk laboratorium.

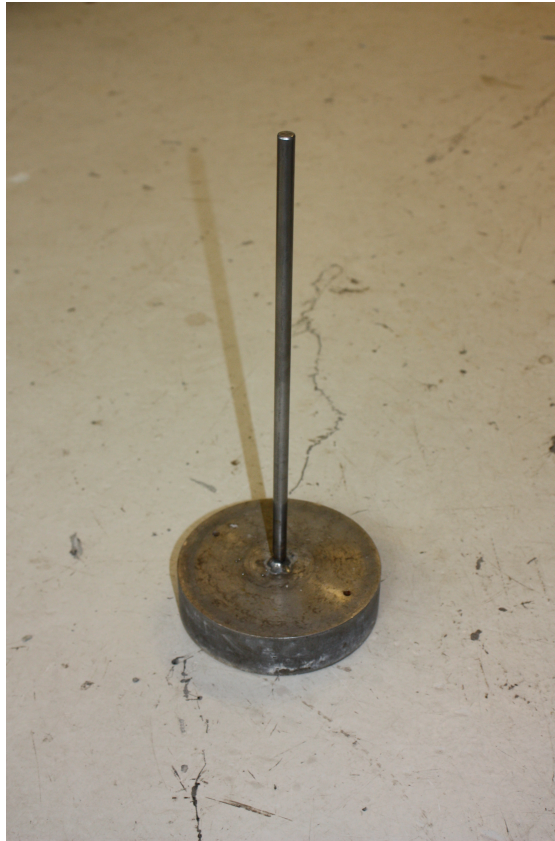
Formen som brukes i testen skal være en sylindrisk Proctor-form av stål, og dimensjonene skal tilfredsstillende kravene gitt i NS-EN 13286-50 *Table 1 – Specimen dimensions*. På bakgrunn av dimensjonene til Proctor-formen setter standarden begrensninger for størrelsen på materialet man ønsker å teste. Materialet, eller den delen av materialet som skal testes kan ikke inneholde korn større enn 31,5 millimeter. Figur 15 viser stålformen benyttet i dette arbeidet.



Figur 15 Sylindrisk stålform.

Før testen kan settes i gang må man på forhånd ha bestemt ønsket tørrdensitet, vanninnhold og volum av prøven. Disse faktorene er avgjørende for den endelige massen av steinmaterialer som skal testes. Etter at dette er bestemt blander man vann inn i prøven og lar denne blandingen stå i en lufttett beholder i minimum 30 minutter og opptil omtrent ett døgn. Prøven er så klar for testing.

Komprimeringen foregår ved at prøven helles lagvis opp i stålformen, tilleggsvekten plasseres på toppen av laget og laget komprimeres til ønsket høyde er oppnådd. Prøven komprimeres lagvis for å simulere komprimeringsprosessen ute i felten, som også foregår lagvis til ønsket høyde på laget er oppnådd. Tilleggsvekten er vist i Figur 16.



Figur 16 Tilleggsvekt.

Når prøven er ferdig komprimert veier man den, og beregner prøvens våtdensitet [ρ_{wet}] i kg/dm^3 ved hjelp av formel (1).

$$\rho_{wet} = \frac{\text{Masse våt prøve}}{\text{Volum prøve}} \quad (1)$$

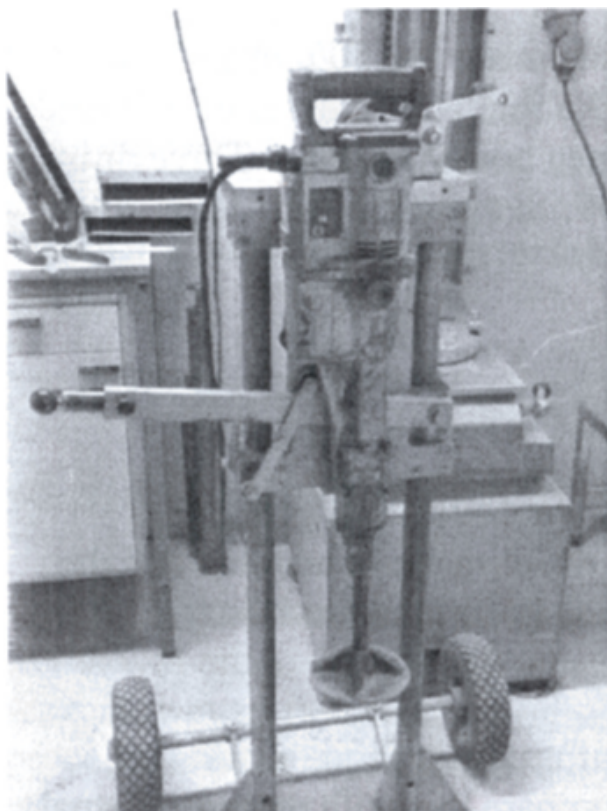
Ut fra våtdensitet og vanninnhold [w] beregner man tørrdensiteten [ρ_d] til materialet ved hjelp av formel (2).

$$\rho_d = \frac{\rho_{wet}}{1 + \left(\frac{w}{100}\right)} \quad (2)$$

Beregnet tørrdensitet skal ikke avvike mer enn $0,02Mg/mm^3$ fra den ønskede tørrdensiteten.

NS-EN 13286-51 Vibrohammer

Formålet med denne testen er å lage sylindriske eller kubiske prøver av vann og steinmaterialer. Den vibrerende hammeren skal være i henhold til standard *NS-EN 13286-4*, en elektrisk- eller trykkluftdrevet vibrerende hammer med en effekt på minst 600 W (CEN, 2003a). Figur 17 viser den vibrerende hammeren til NTNU/SINTEF Vegteknologisk laboratorium.



Figur 17 Vibrerende hammer NTNU/SINTEF Vegteknologisk laboratorium. (Hoff, 2010)

Formen som brukes i testen skal være enten sylindrisk eller kubisk og være utført i metal, plastikk eller en sammensetning av disse. Formen skal tilfredsstillere kravene gitt i NS-EN 13286-51 *Table 1 – Nominal specimen dimensions for cubes and cylinders*, det vil si at volumet er kjent. Som for Vibrasjonsbordet er det også i denne standarden satt begrensninger til størrelsen på prøvematerialet. Materialet, eller den delen av materialet som skal testes kan ikke inneholde korn større enn 31,5 millimeter. Formen er vist i Figur 15.

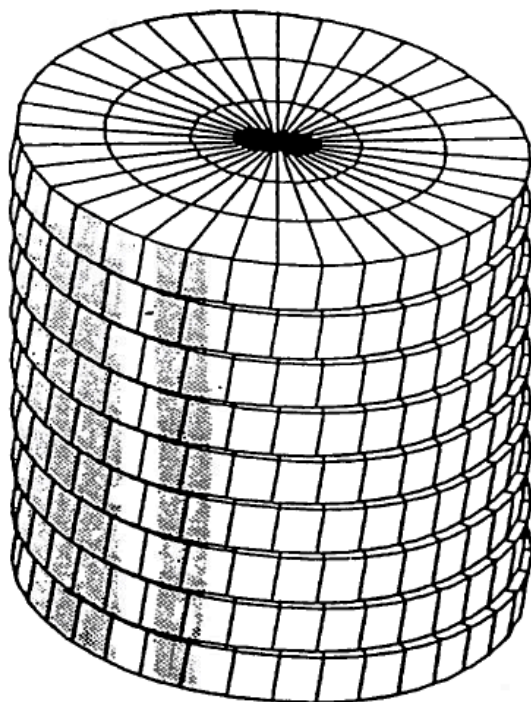
Fremgangsmåten for klargjøring av prøven før testen kan settes i gang er den samme for den vibrerende hammeren som for vibrasjonsbordet. Prøven komprimeres med hammeren i omtrent 50 millimeter tykke lag helt til det ikke er mulig å komprimere laget noe mer, dette tar omtrent ett minutt. Før neste lag helles i formen riper man opp overflaten til det laget som nettopp er komprimert. Når prøven er ferdig komprimert veies den og settes til lagring. Til slutt bestemmer man prøvens våtdensitet [ρ_{wet}] i kg/dm^3 etter formel (2).

Komprimering ved knaing

Når det er snakk om komprimering ved knaing er det i hovedsak komprimering ved bruk av en gyratorkompaktor man mener. Gyratorkompaktoren er en variant av "The kneading Compactor", og egner seg i følge Nordal (1979) best til komprimering av leirholdige og bitumenstabiliserte materialer. Metoden begrenses ikke til disse materialene og kan også benyttes på materialer som ikke er bitumenstabiliserte, men den er i dag mest brukt ved komprimering av bitumenstabiliserte masser.

Metoden ligner mye på Standard og Modifisert Proctor, men i stedet for å ha et fastlagt opplegg for komprimeringen kan man med gyrotorkompaktor tilpasse komprimeringen ved selv å velge arbeidstrykk og antall sykler, og på den måten få en komprimering som ligner mer på den som utføres i felten (Mork & Muraya, 2001). I følge Hoff (1999) har gyrotorkompaktoren samme komprimeringseffekt på ubundne granulære materialer som man oppnår ved å bruke forskjellige valser ute i felten. Det vil si at metoden er den laboratorietesten som ligner mest på komprimeringen som foregår ute i felten.

Det spesielle med gyrotorkomprimering er at prøven utsettes for både trykk- og skjærkrefter under komprimeringen, i forhold til for eksempel Modifisert Proctor hvor prøven bare utsettes for trykk. Det er denne kombinasjonen av trykk- og skjærbelastning som forårsaker den knaende bevegelsen som prøven utsettes for. Trykkbelastningen oppstår ved at prøven presses sammen mellom topp- og bunnplaten av et stempel som plasseres på toppen av prøven. Skjærbelastningen kommer av at den øverste delen av prøven roteres, mens den nedre delen holdes i samme posisjon under hele komprimeringen. Dette fører til at vinkelen mellom topp- og bunnplaten hele tiden endres og det dannes skjærspenninger i prøven. Denne vinkelen kalles gyrotorvinkelen. Figur 18 viser en illustrasjon av bevegelsesmønsteret til prøven.

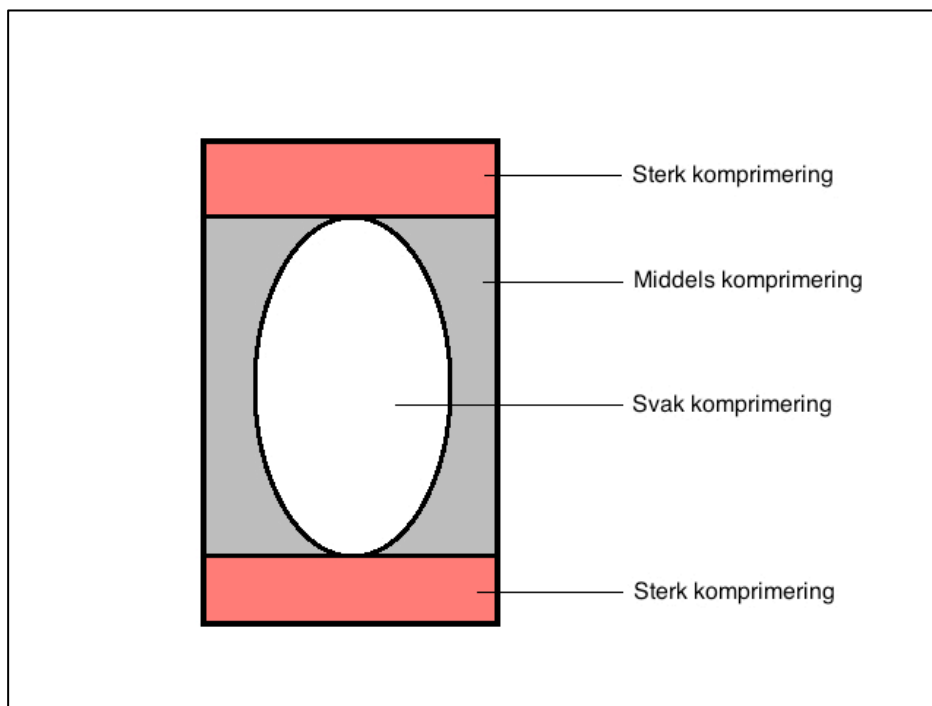


Figur 18 Bevegelsesmønsteret ved komprimering med gyrotor. (Hoff, 1999)

Ved denne typen komprimering komprimeres prøven automatisk i ett lag. Det er gitt en anbefaling om at høyden til prøven er på 150 millimeter etter endt komprimering. Denne er gitt for å få en så uniform deformasjon i prøven som mulig under komprimeringen (Hoff, 1999).

Gyratorvinkelen kan varieres mellom 0 og 40 mrad avhengig av hvor store skjærspenninger man ønsker at prøven skal utsettes for, og aksialtrykket kan varieres mellom 0 og 600 kPa. Det er også mulig å variere rotasjonshastigheten til prøven. Antall syklere er begrenset til 400 for én test. (Hoff, 1999)

Gyratorkomprimering fører ofte til inhomogene prøver (Hoff, 2012b). Det vil si at knaingen ikke fordeles jevnt utover prøven, men blir sterkest i endene da det er her knaingen foregår. I midten av prøven blir den knaende bevegelsen mindre og gir dermed svakere komprimering i dette området. Prinsippet illustreres i Figur 19.



Figur 19 Fordeling av komprimeringsenergi ved Gyratorkomprimering.

3 KOMPRIMERINGSTEORI

Komprimering kan defineres på mange ulike måter avhengig av hva som skal komprimeres. Fellesnevneren for all type komprimering er at volumet til materialet som komprimeres gjøres mindre på en eller annen måte. Dynapac High Comp har definert komprimering av jordarter på følgende måte:

"Komprimering defineres som en prosess for å øke densiteten og/eller de lastbærende egenskapene til et materiale ved å tilføre enten statiske eller dynamiske eksterne krefter." (Dynapac High Comp, 2001)

Holtz & Kovacs (1981) definerer komprimering som mekanisk stabilisering av materialer:

"Compaction is the densification of soils by the application of mechanical energy."

Komprimering av jordarter er altså en prosess for å pakke materialet tettere sammen, slik at materialets styrkeegenskaper forbedres. Fortettingen av materialet foregår ved at porevolumet gjøres mindre, det vil si at luft presses ut av materialet og at kornene selv fyller opp tomrommene mellom andre korn. Som følge av denne fortettingen øker kontaktflaten mellom kornene og dermed også friksjonen mellom dem, dette fører til et sterkere kornskjelett som igjen fører til en sterkere konstruksjon.

Formålet med å komprimere et materiale i vegsammenheng er å forbedre de ingeniørmessige egenskapene til jordarten (Holtz & Kovacs, 1981). Med dette menes i hovedsak å øke bæreevnen til vegen i over- og underbygningen, samt øke motstanden mot permanente deformasjoner. Dette er viktig for å få en bestandig veg med lang levetid. Holtz & Kovacs (1981) og Das (1999) trekker fram en rekke faktorer som eksempler på fordeler man kan oppnå ved å komprimere:

- Redusere eller forebygge skadelige setninger.
- Øke styrkeparameterne til jordarten.
- Øke stabiliteten til skråninger og grøfter.
- Øke bæreevnen.
- Kontrollere uønskede volumendringer som krymping og svelling. Dette er ikke så vanlig for norske materialer.

Det er en rekke faktorer som virker inn på komprimeringsegenskapene til et materiale. Ralph Roscoe Proctor, oppfinneren av Standard Proctor-metoden, hevdet at komprimering er en funksjon av fire forskjellige variabler:

1. Vanninnhold, w
2. Jordtype
3. Komprimeringsarbeidet
4. Tørrdensitet, ρ_d

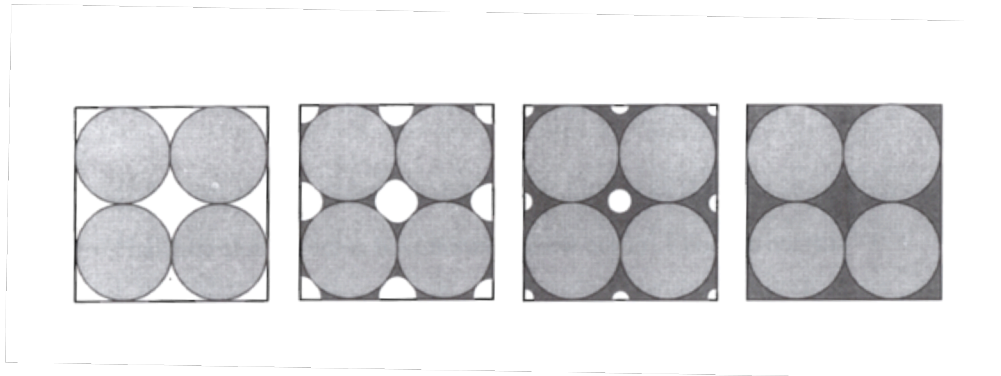
(Holtz & Kovacs, 1981)

I de neste avsnittene gis det en nærmere forklaring på vanninnholdets, jordtypens og komprimeringsarbeidets effekt på komprimeringen av ulike materialer. Tørrdensitetens effekt på komprimeringen forklares ikke, da denne effekten begrenser seg til hvor godt pakket et materiale er før det utsettes for ytterligere komprimering (Hoff, 2012a).

3.1 Vanninnhold, w

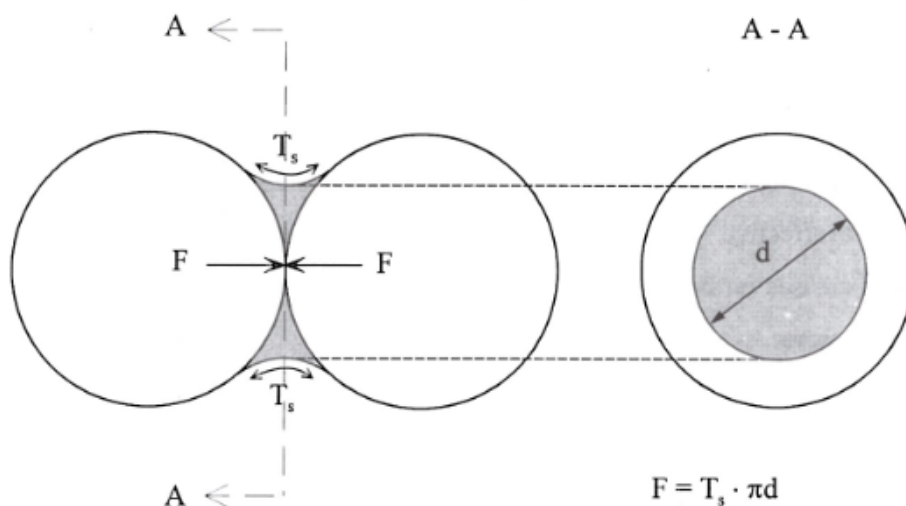
Vanninnholdet i materialet som skal komprimeres har mye å si for hvor god komprimeringen blir. Både for mye og for lite vann kan gi store konsekvenser for den ferdige konstruksjonen. Das (1999) sier at et materiale komprimeres enten på våt side av optimum, nært optimum eller på tørr side av optimum. Dette betyr at materialet er komprimert med et vanninnhold som er større, i nærheten av eller mindre enn optimalt vanninnhold. Optimalt vanninnhold er det vanninnholdet som gir maksimal tørrdensitet, og dermed det vanninnholdet som i teorien gir den beste komprimeringen. Hvordan vannet virker inn på komprimeringen avhenger av vannets fysiske egenskaper og hvordan kornene i materialet reagerer på vannet (Kolisoja, 1997). I denne konteksten snakker en om vannets kapillærkrefter og overflatespenning som vannets fysiske egenskaper.

Når kornene i materialet kommer i kontakt med vann utvikles det en vannfilm som legger seg rundt kornene (Holtz & Kovacs, 1981). Oppførselen til vannfilmen avhenger av hvor mett materialet er med vann, og størrelsen på filmen øker med økende vanninnhold. På tørr side av optimum virker vannfilmen som et smøremiddel mellom kornene i materialet, noe som fører til at de lettere beveger seg rundt og på den måten danner en tettere struktur. Denne effekten virker fram til man kommer forbi optimalt vanninnhold, altså på våt side av optimum. På denne siden har man nådd et punkt hvor vanninnholdet ikke lenger får tørrdensiteten til å øke, i stedet begynner den heller å synke igjen (Das, 1999). Årsaken til dette er at vannfilmen har blitt så stor at vannet begynner å oppta kornenes plass i materialet, noe som fører til at stabiliteten og styrken til materialet reduseres, og effekten på komprimeringen reduseres. Oppbyggingen av vannfilmen illustreres i Figur 20.



Figur 20 Utvikling av vannfilm mellom kornene. (Kolisoja, 1997)

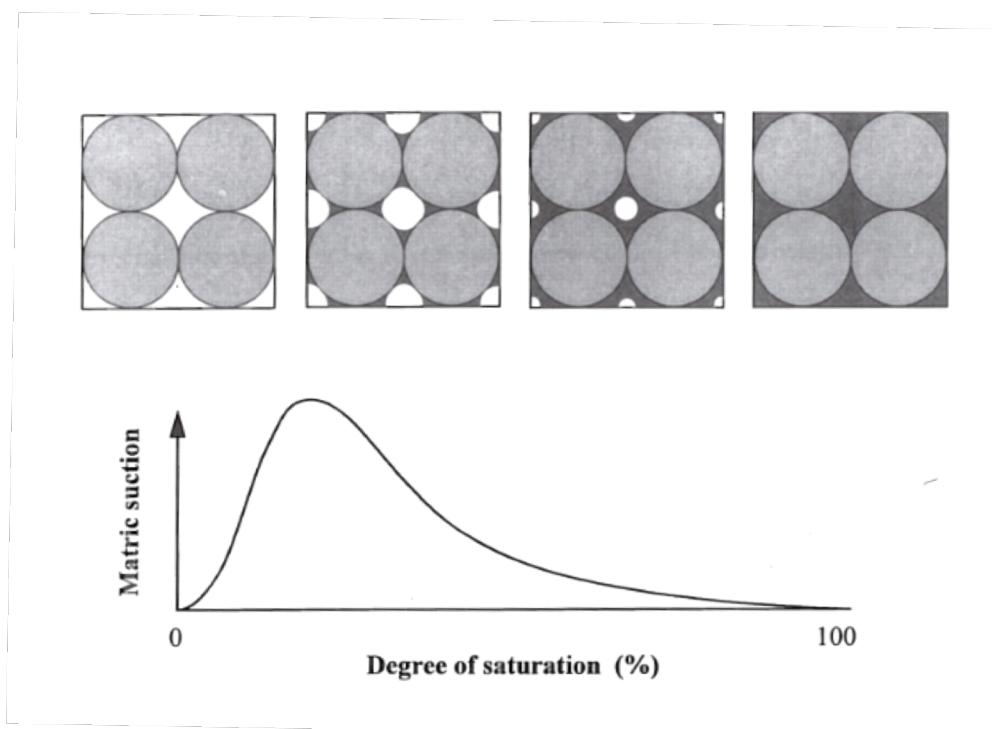
I delvis mettede materialer oppstår det kapillærkrefter som følge av at vannet samler seg ved kontaktpunktene mellom partiklene. I kontaktpunktene fører vannets overflatespenning til at det dannes et undertrykk i vannet i porevinklene, undertrykket presser partiklene sammen og det er disse kreftene som kalles kapillærkrefter. Dette illustreres i Figur 21. Figuren viser to idealiserte sfæriske kuler som presses sammen av kapillærkrefter. Kraften som oppstår mellom kulene, og som også holder dem sammen, er resultantkraften til vannets overflatespenning som oppstår i kontaktpunktet mellom partiklene (Kolisoja, 1997). Effekten av kraften vil også være tilstede for virkelige materialer hvor kornene har uregelmessig form, men den er vanskeligere å modellere.



Figur 21 Kraftene som oppstår mellom to sfæriske kuler. (Kolisoja, 1997)

Denne resultantkraften kan forklares som et sug, eller negativt trykk i porevannet, som oppstår fordi trykket under menisken er lavere enn lufttrykket utenfor vannoverflaten. Suget fører til at partiklene holder sammen og virker dermed styrkende på konstruksjonen. Denne effekten gjelder til man når optimalt vanninnhold, det vil si på tørr side av optimum. Når vanninnholdet

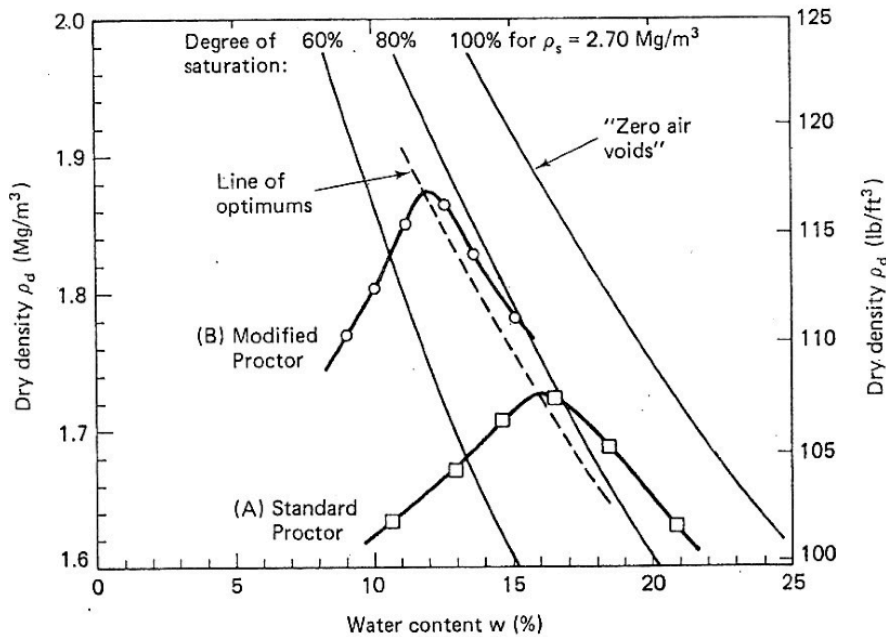
passerer optimalt vanninnhold er det ikke lenger vann bare i kontaktpunktene mellom partiklene. Som nevnt tidligere begynner vannet å ta opp den plassen som vanligvis er okkupert av partiklene i materialet og kontaktpunktene mellom partiklene reduseres. Dette fører til at suget som holder partiklene sammen blir mindre, og tørrdensiteten faller fordi vannets densitet er så mye mindre enn materialets densitet (Holtz & Kovacs, 1981). Når tørrdensiteten faller, reduseres også komprimerings effekten på materialet. Effekten av suget og vanninnholdet illustreres i Figur 22.



Figur 22 Effekt av poresug som funksjon av metningsgrad. (Kolisoja, 1997)

Når materialet er fullt mettet forsvinner sugets effekt på materialets styrke, samtidig som risikoen for at det oppstår en poretrykksoppbygging i materialet øker. Denne risikoen gjelder dersom materialet utsettes for plutselige endringer av belastningen. Det er ingen fare for at en slik poretrykksoppbygging skal oppstå i materialene benyttet i dette arbeidet, da prøvene er langt fra å være fullt mettet.

Effekten av økt vanninnhold kan man også se ut fra Proctor-kurver. Fra Figur 23 ser en tydelig at kurven faller for vanninnhold større enn optimalt vanninnhold, og at denne effekten også gir redusert tørrdensitet. Optimalt vanninnhold finner en på toppunktet til kurvene. I mange tilfeller kan det være vanskelig å definere hva som er toppunktet på kurven, da toppene ikke alltid er like tydelige.



Figur 23 Proctor-kurver. (Holtz & Kovacs, 1981)

3.2 Materialtype

Med materialtype menes i hovedsak kornfordeling og kornform. Disse to begrepene er fellesnevnerne for en rekke andre faktorer som hver for seg, og samlet, har mye å si for komprimeringsegenskapene til materialene. I dette avsnittet beskrives de to begrepene nærmere, og det gis en forklaring rundt effekten de har på komprimeringen av ulike materialer.

Permeabiliteten til et materiale har også noe å si for hvor godt materialet pakkes sammen. Jo mindre permeabelt materialet er, jo vanskeligere er det å komprimere materialet på grunn av vannet som ikke lar seg presse ut. For materialet som testes i denne oppgaven er ikke dette noe større problem, da dette er et grusmateriale som anses som relativt permeabelt. Permeabilitetens innvirkning på komprimeringen vil derfor ikke forklares utover dette avsnittet.

3.2.1 Kornfordeling

Begrepet kornfordeling er en felles betegnelse på kornenes maksimale kornstørrelse, andel finstoff i materialet og graderingen til kornene (Kolissoja, 1997). Kornfordelingen til materialene bestemmes ut fra sikteanalyser og illustreres med kornfordelingskurver. På x-aksen angis siktesatsen logaritmisk fra 0 til 100 millimeter, mens y-aksen angir prosentandel av kornene som har passert den aktuelle siktesatsen. Ved hjelp av kornfordelingskurven klassifiserer man jordartene etter hvor store korn som finnes i prøven.

Maksimal kornstørrelse:

Maksimal kornstørrelse er i følge Kolisoja (1997) den enkleste, og en av de mest korrekte måtene å beskrive kornfordelingen på. I de fleste tilfeller kan man ut fra maksimal kornstørrelse si noe om hvilket materiale man har med å gjøre, og dermed også si noe om komprimeringsegenskapene til dette materialet.

For å forklare effekten maksimal kornstørrelse har på komprimeringen forenkles kornene i materialet til idealiserte, sfæriske og lineært elastiske kuler som utsettes for en jevn komprimering. Komprimeringen uttrykkes som forskyvningen som oppstår mellom to sfæriske korn som presses mot hverandre. Denne forskyvningen uttrykkes ved hjelp av formel (3). Ved bruk av denne formelen tar en utgangspunkt i at materialet og kornene som er i kontakt med hverandre er uniforme (Kolisoja, 1997).

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{9F^2}{2r} \left(\frac{1 - \nu^2}{E} \right)^2} \quad (3)$$

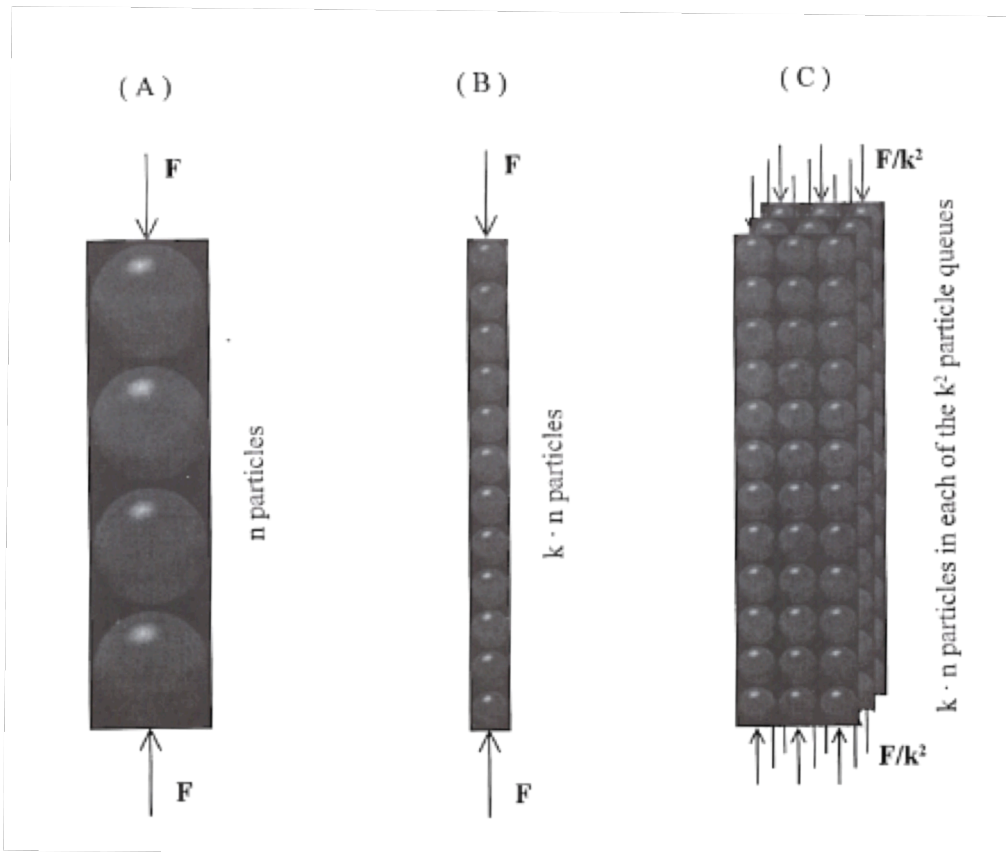
δ	Forskyvningen mellom to partikler
F	Kraften som presser partiklene mot hverandre
E, ν, r	Elastisitetsmodul, Poisson-tallet og radiusen til partiklene

Formelen er en forenkling av formel (4). Ved bruk av denne formelen forutsetter man ikke at materialene og kornene er uniforme.

$$\delta = \sqrt[3]{\frac{9F^2 \left(\frac{1 - \nu_1^2}{E_1} + \frac{1 - \nu_2^2}{E_2} \right) (r_1 + r_2)}{16r_1r_2}} \quad (4)$$

δ	Forskyvningen mellom to partikler
F	Kraften som presser partiklene mot hverandre
$E_{1,2}$	Elastisitetsmodulen til partikkel 1 og 2
$\nu_{1,2}$	Poisson-tallet til partikkel 1 og 2
$r_{1,2}$	Radiusen til partikkel 1 og 2

Med utgangspunkt i formel (3) utførte Kolisoja (1997) et teoretisk forsøk for å finne ut om maksimal kornstørrelse hadde noe å si for forskyvningen til partiklene. Han satte opp tre ulike scenarioer A, B og C, se Figur 24. For alle tre scenarioene virker kraften fra den eksterne lasten som påføres kornene i retningen til symmetriaksen, og lasten er jevnt fordelt over alle partiklene.



Figur 24 Effekt av partikkelstørrelse på sammenpressingen av partikkelkøer. (Kolisoja, 1997)

I scenario A har man en rekke med n forholdsvis store partikler med radius r , med denne tilnærmingen kan en benytte seg av formel (3) direkte som et mål på den totale sammenpressingen av rekken.

$$\delta_A = \sqrt[3]{\frac{9F^2}{2r} \left(\frac{(1 - \nu^2)}{E} \right)^2} \quad (5)$$

I scenario B er rekken i A byttet ut med en rekke med mindre partikler. Disse partiklene har radius r/k , hvor k representerer en faktor som avhenger av partikkelstørrelsen og materialeegenskapene til partiklene. For å få samme lastvirkning som i A må man ha $k \cdot n$ partikler i rekken. Med utgangspunkt i (3) får en at sammenpressingen i B er

$$\delta_B = k^{4/3} * \delta_A \quad (6)$$

I scenario C ser en for seg at partiklene i A er en del av en større kubisk samling med partikler, med volum V_A . Når en konverterer disse til partikler med radius r/k , måtte man for å fyllet volumet V_A hatt k^2 rekker med partikler hvor hver rekke består av $k \cdot n$ korn. Lasten som presser partiklene sammen skal fremdeles fordeles jevnt over alle partiklene, lasten som

påføres én rekke med partikler blir dermed F/k^2 . Med utgangspunkt i (3) får en dermed at sammenpressingen i C blir den samme som i A.

$$\delta_C = \delta_A \quad (7)$$

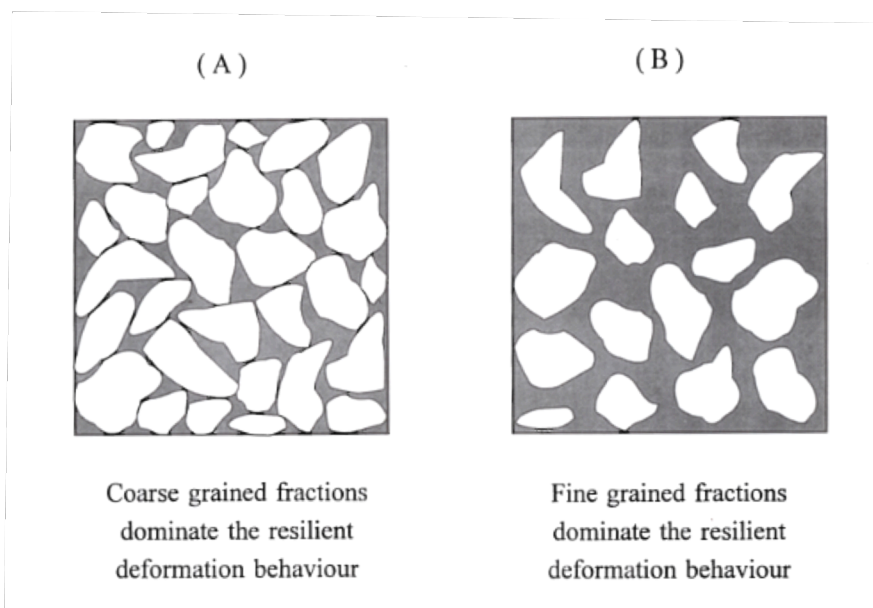
Ut fra teorien konkluderer Kolisoja (1997) med at sammenpressingen, eller komprimeringen, av sfæriske lineærelastiske kuler med forutsetningene gitt ovenfor, er uavhengig av kornstørrelsen til materialet som testes. I virkeligheten oppfører ikke materialene seg på samme måte som det teoretiske eksempelet ovenfor. I virkeligheten har materialene uregelmessig form, størrelse og pakningsmønster. På grunn av dette fordeler ikke lastene i virkelige materialer seg på samme måte som for de idealiserte kulene. Det er utført en rekke tester for å kunne si noe om hvordan disse lastene faktisk fordeler seg, og det er kommet fram til at fordelingen av lastene foregår i kjedeligende partikkelkøer, dette kan anses å være en blanding av scenario B og C (Kolisoja, 1997). På grunn av denne overføringen av lastene har en funnet ut at når størrelsen på kornene i et materiale reduseres, reduseres også stivheten til materialet som en følge av at deformasjonen av materialet øker (Kolisoja, 1997). Denne stivheten uttrykkes som deformasjonsmodulen til materialet. Det vil si at når maksimal kornstørrelse reduseres, reduseres stivheten til materialet.

Et praktisk eksempel som bygger opp under teorien presentert ovenfor er at materialer som testes i laboratoriene bør ha samme fraksjoner som materialet som benyttes ute i felten. Det vil si at nedskalerte materialer med samme form på kornfordelingskurven, men hvor maksimal kornstørrelse er fjernet, ikke har de samme egenskapene som det originale materialet. (Kolisoja, 1997)

Andel finstoff:

Andel finstoff defineres blant annet av Statens vegvesen (2005) som den "prosentvise vekten av materialet med en fraksjon mindre enn $63 \mu\text{m}$ ". Stivheten til kornskjelettet avhenger av om de store partiklene er i kontakt med hverandre eller ikke. Stivheten kan settes i direkte sammenheng med styrken til materialet, det vil si at et materiale med stivt kornskjelett er sterkere enn et materiale med mindre stivt kornskjelett.

I et materiale som inneholder forholdsvis lite finstoff er de store kornene i stand til å danne kontaktpunkt med hverandre, noe som betyr at lasten som påføres materialet overføres mellom de store kornene (Kolisoja, 1997). Finstoffet i slike materialer vil legge seg mellom de større kornene, og ved komprimering dannes det en stabil konstruksjon. Dersom materialet inneholder så mye finstoff at det ikke er plass til alt finstoffet mellom de større kornene, vil de store kornene flyte i finstoffet (Kolisoja, 1997). I praksis betyr dette at finstoffet nå utgjør kornskjelettet, noe som igjen betyr at lastene som påføres materialet overføres i de små partiklene i stedet for i de store og som et resultat av dette reduseres stivheten til materialet. Figur 25 illustrerer hvordan kornene orienterer seg i et materiale med henholdsvis lite og mye finstoff.



Figur 25 Orientering av korn i materialer med lite (A) og mye (B) finstoff. (Kolisoja, 1997)

Andelen finstoff påvirker også materialets reaksjon når det blandes med vann. Det er i hovedsak finstoffet i materialet som absorberer vann, og det er slik andelen finstoff påvirker hvor mye vann materialet tar opp i seg. Lite finstoff vil ikke ha så mye å si for komprimeringen, da lite finstoff ikke vil kunne absorbere store mengder vann. Mens i materialer med mye finstoff vil det absorberes så mye vann at vannfilmen rundt kornene blir relativt tykk (Kolisoja, 1997). Som beskrevet i avsnitt 3.1 vil ikke lenger vannet virke styrkende på konstruksjonen dersom denne filmen blir for tykk, men heller føre til at materialets komprimeringsgrad reduseres. Mye finstoff fører også til at materialet blir forholdsvis tett, noe som igjen fører til at vann og luft ikke slipper like lett ut under komprimering (Sandven, --b).

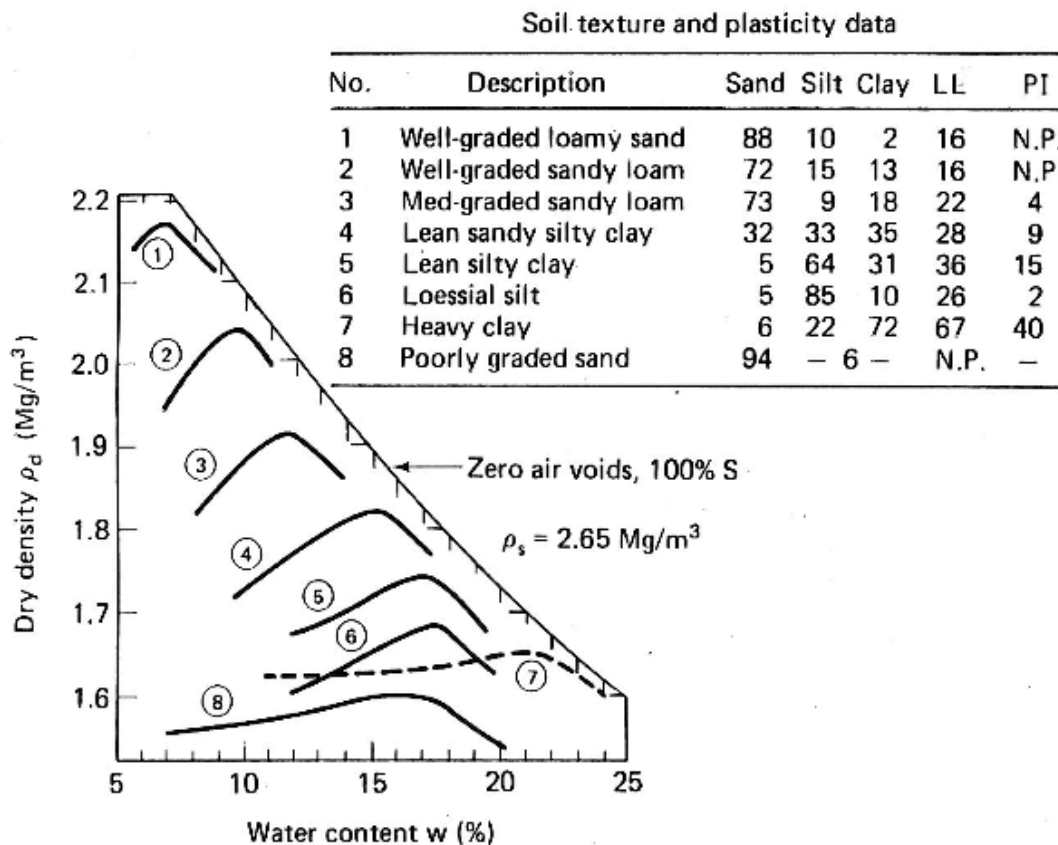
Korngradering:

Korngraderingen, eller graderingen til materialet, har stor betydning for bæreevnen og komprimeringsegenskapene til et materiale. Graderingen er en forenkling av kornfordelingskurven til materialet, og bestemmes ut fra kurven ved å se på forholdet mellom diameteren av kornene som representerer 60 % av materialet og diameteren av kornene som representerer 10 % av materialet. Graderingen uttrykkes som vist i formel (8).

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (8)$$

Materialet klassifiseres ut fra om det er ensgradert, mellomgradert eller vellgradert. Materialet er ensgradert om graderingen C_u er mindre enn 5 og materialet er vellgradert om C_u er større enn 15, mellom disse to er materialet mellomgradert (Dynapac High Comp, 2001). Hulrommene i et vellgradert materiale er fylt med mindre korn, noe som gir en tettere struktur og økt bæreevne etter komprimering. I ensgraderte materialer hvor kornene stort sett er like store finnes det ingen partikler som kan fylle hulrommene, dermed oppnår man ikke en like god

komprimering av disse materialene. Figur 26 gir et godt bilde på denne effekten. Figuren gir en illustrasjon av typiske komprimeringskurver for åtte ulike materialer. En ser at det er de vellgraderte materialene som oppnår størst tørrdensitet for lavest vanninnhold, mens tørrdensiteten reduseres jo mer ensgradert materialet er.



Figur 26 Typiske komprimeringskurver for 8 jordarter. (Johnson & Sallberg, 1960)

Komprimeringen av et materiale blir i teorien best dersom en opererer med idealiserte sfæriske kuler med korngradering etter såkalte Fuller-kurver (Nordal, 1979). I senere tid har det vist seg at denne modellen også fungerer bra for virkelige materialer med ulike kornformer. Graderingen kalles idealgraderingen og ble først beskrevet av Fuller & Thompson (1907) i forbindelse med utviklingen av betong. Kurven uttrykkes ved formel (9).

$$p = 100 * \left(\frac{d}{D_{max}} \right)^n \quad (9)$$

- p prosent av materialet mindre enn d
- D_{max} maksimal steinstørrelse
- n eksponent som regulerer forholdet mellom grovt og fint materiale

Fuller & Thompson (1907) konkluderte med at en eksponent n med verdi 0,5 ville gi en vellgradert kurve, med maksimal densitet for sfæriske kor .

3.2.2 Kornform

Kornformen til materialene er også av betydning for komprimeringen. Kornformen deles inn i tre ulike grupper; runde, kantete og knuste. Runde og kantete korn opptrer naturlig i naturen, mens knuste korn som regel framstilles ved sprengning. Det er den mineralogiske sammensetningen som er av størst betydning for formen til kornene i et materiale (Kolisjoja, 1997). Dette kan forklares ved at sammensetningen til kornene har mye å si for styrken til materialet og dermed også hvordan materialet lar seg forme av ytre påvirkning.

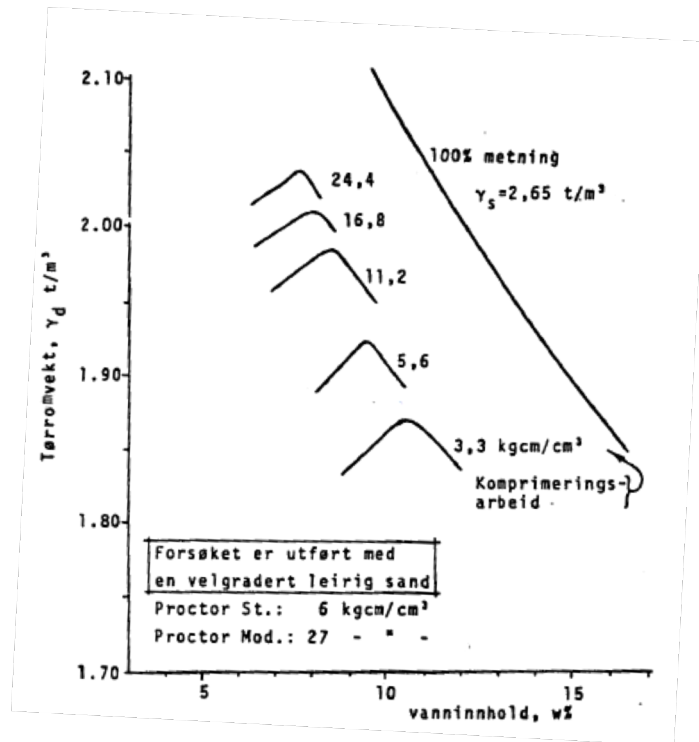
Når en komprimerer et materiale er det stor fare for at kornene knuses. Graden av nedknusing avhenger mye av formen til kornene. Lagdelte og avlange korn er mer sensitive for deformasjoner enn for eksempel runde korn (Kolisjoja, 1997). Ved komprimering av lagdelte og avlange korn er det større sjanse for at det dannes finstoff på grunn av nedknusingen, og fordi finstoffet er av betydning for komprimeringsegenskapene til et materiale kan disse svekkes. Går man ned på mikronivå er det ikke store forskjeller på knuste og naturlige materialer. Årsaken til dette er i følge (Kolisjoja, 1997) at de skarpe kantene på de knuste kornene rundes av under komprimeringen og at de dermed oppfører seg mer likt de naturlige materialene med tanke på kontaktpunktene som dannes mellom kornene i løpet av komprimeringen.

Kornets overflatestruktur virker også inn på deformasjonsegenskapene, og dermed også komprimeringsegenskapene, til materialene. Man vet ikke akkurat hvilke effekter overflatestrukturen faktisk har på komprimeringen annet enn at det er en effekt der. Årsaken til dette er rett og slett at det ikke er forsket mye på temaet.

3.3 Komprimeringsarbeidet

Komprimeringsarbeidet er et mål på den mekaniske energien som påføres materialet (Holtz & Kovacs, 1981). Denne mekaniske energien kalles komprimeringsenergien. I felten defineres komprimeringsarbeidet som antall passeringer komprimeringsutstyret, av en viss type og vekt, utfører på et kjent volum av materialet. I laboratoriet defineres komprimeringsarbeidet som den type komprimering man velger å utføre. Det gis ingen nærmere forklaring på hva som inngår i begrepet komprimeringsarbeid da dette beskrives nærmere i kapittel 2.

Maksimal tørrdensitet øker med økende komprimeringsenergi, men effekten er som nevnt tidligere begrenset til komprimering ved vanninnhold lik eller mindre enn det optimale vanninnholdet. Økt komprimeringsarbeid fører til at kornene danner en tettere pakning mellom seg, og at optimalt vanninnhold dermed reduseres (Sandven, --b). Figur 27 illustrerer hvordan en økning i komprimeringsarbeidet virker på maksimal tørrdensitet og optimalt vanninnhold, og dermed også på komprimeringsgraden til et sandmateriale.



Figur 27 Reduksjon av optimalt vanninnhold for økende komprimeringsgrad. (Sandven, --b)

En ser tydelig at optimalt vanninnhold for materialet reduseres med økende komprimeringsgrad. En ser også at maksimal tørrdensitet, representert av tørr romvekt, øker for redusert optimalt vanninnhold og økt komprimeringsgrad. Denne effekten er generelt observert for ubundne granulære materialer.

4 TREAKSIALFORSØK

Formålet med treaksialforsøk utført på ubundne granulære materialer er å bestemme deres elastiske og permanente deformasjoner under forhold som simulerer de fysiske forutsetningene og spenningstilstanden til materialene i de forskjellige lagene i overbygningen som følge av bevegelige laster (CEN, 2004). I veggammenheng betyr dette at man ønsker å se på hvordan de mekaniske egenskapene til materialene i overbygningen responderer på trafikklastene de utsettes for. Det er viktig å huske på at forholdene prøvene utsettes for i treaksialutstyret ikke stemmer hundre prosent med forholdene materialene utsettes for ute i felten. Det er derfor viktig at forberedelsene og testene utføres så nøyaktig som mulig.

Når en utfører treaksialtester på ubundne granulære materialer ved norske laboratorier følger man standarden *NS-EN 13286-7 Mekanisk stabiliserte og hydraulisk stabiliserte masser. Del 7: Syklisk treaksialprøving for mekanisk stabiliserte masser*. Dette er i utgangspunktet en europeisk standard godkjent av CEN, European Committee for Standardization.

4.1 Testprosedyrer

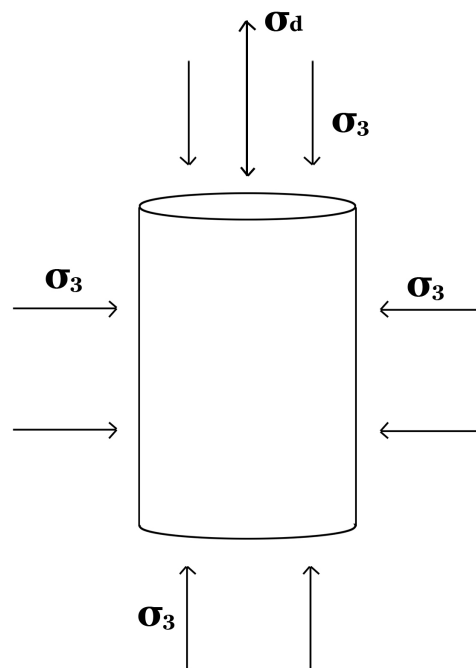
Testen består av å påføre sykliske belastninger som gjenskaper spenningsområdet til et lag bestående av ubundne granulære materialer på en sylindrisk prøve, og å måle aksielle og radielle tøyninger som oppstår i prøven som følge av de sykliske belastningene (CEN, 2004).

Man kan velge mellom tre ulike testprosedyrer, eller lastprosedyrer, når man skal utføre treaksialforsøk på et materiale. Hvilken av prosedyrene man velger å utføre avhenger av målene man har satt seg for forsøket.

1. Prosedyre for å studere materialets elastiske oppførsel
2. Prosedyre for å studere materialets egenskaper med tanke på permanente deformasjoner
3. "Multi-stage" prosedyre

Prosedyre 1 og 2 kan utføres ved hjelp av to ulike metoder; metode A med variabelt celletrykk, σ_3 , og metode B med konstant celletrykk. Metode A består i å teste materialet ved å påføre en syklisk aksiell deviatorspenning, σ_d , og et syklisk variabelt celletrykk. Metode B er en forenklet testmetode hvor celletrykket holdes konstant, mens de aksielle deviatorspenningene varieres som i metode A (CEN, 2004). Begge metodene kan altså brukes til å teste både den elastiske oppførselen og de permanente deformasjonene. Prosedyre 3, "multi-stage" prosedyren, er mer kompleks og kan omtales som en egen metode. I denne oppgaven er det valgt å benytte seg av en lastprosedyre tilsvarende "multi-stage" prosedyren, da dette viste seg mest hensiktsmessig i forhold til formålet med oppgaven.

Figur 28 viser en illustrasjon av lastene som påføres prøvene ved de tre lastprosedyrene. Deviatorspenningen er den vertikale virkningen av stempelkraften fra de eksterne lastene på prøven, som i dette tilfellet simulerer trafikklaster. Celletrykket er det horisontale trykket påført prøven av væsken inne i testkammeret. Celletrykket omtales ofte som sidetrykk, men i dette arbeidet er det valgt å benytte betegnelsen celletrykk.



Figur 28 Påførte laster under treaksial testene.

Ved prosedyre 1 representeres den elastiske oppførselen til et materiale ved én lastpåførelse (CEN, 2004). Resultatene av testen kan blant annet brukes til å si noe om elastisitetsmodulen til materialet for ulike spenningsnivåer. For å oppnå elastiske deformasjoner må man først stabilisere de permanente deformasjonene til materialet ved å påføre materialet en syklisk kondisjonering. Kondisjoneringen skjer ved at det påføres et stort antall lastsykluser av en spenningsrekke som tilsvarer maksimalt oppnåelig spenningsnivå.

Prosedyre 2 krever ingen kondisjonering, men består heller i å påføre et stort antall lastsykluser av en enkelt spenningskombinasjon (CEN, 2004). Denne prosedyren kan blant annet brukes til å bestemme de permanente deformasjonene til et materiale ved et gitt spenningsnivå. Prosedyren kan utføres enten ved å påføre ett enkelt lasttrinn, eller ved bruk av "multi-stage" prosedyren.

4.1.1 "Multi-stage" prosedyre

Dette er som nevnt tidligere den lastprosedyren som benyttes for forsøket i denne rapporten. Prosedyren består av å påføre flere lastsekvenser på samme prøve, hvor spenningsnivået øker helt til den samlede permanente aksielle deformasjonen overstiger en gitt grense (CEN, 2004).

Prosedyren gir rom for å benytte seg av to ulike lastprosedyrer, høye spenningsnivå angitt i Tabell 2 eller lave spenningsnivå angitt i Tabell 3. Hvilket spenningsnivå man velger avhenger av materialet som skal testes. En antar at materialer som benyttes i vegsammenheng er så stabile at det er vanlig å starte med å påføre prøvene høye spenningsnivå. Dersom dette ser ut til å fungere bra fortsetter man med de høye spenningsnivåene ut testen. Ser en derimot at prøven deformeres raskere enn normalt er det vanlig å bytte til de lave spenningsnivåene slik at prøven gjenvinnet et normalt deformasjonsforløp. I dette arbeidet ble alle prøvene, bortsett fra prøve 6, testet ved å bruke spenningsnivåene gitt i Tabell 2.

Tabell 2 Spenningsnivå, høye spenninger.

Table 6 – Stress levels for the multi-stage test (high stress level)

Sequence 1			Sequence 2			Sequence 3			Sequence 4			Sequence 5		
Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa
constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max
20	0	50	45	0	100	70	0	120	100	0	200	150	0	200
20	0	80	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	300
20	0	110	45	0	240	70	0	320	100	0	400	150	0	400
20	0	140	45	0	300	70	0	400	100	0	500	150	0	500
20	0	170	45	0	360	70	0	480	100	0	600	150	0	600
20	0	200	45	0	420	70	0	560						

Tabell 3 Spenningsnivå, lave spenninger.

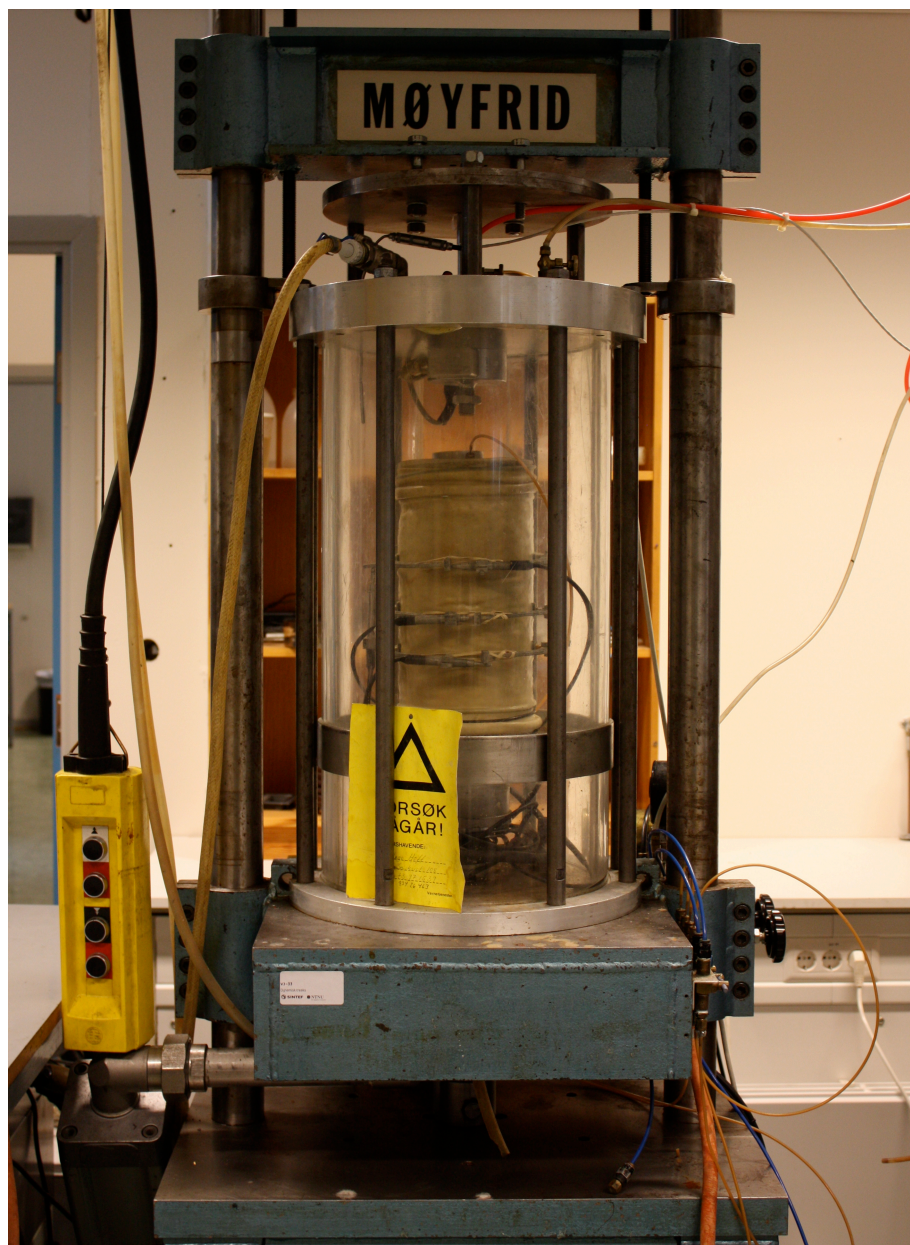
Table 7 – Stress levels for the multi-stage test (low stress level)

Sequence 1			Sequence 2			Sequence 3			Sequence 4			Sequence 5		
Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa	Confining stress, σ_3 kPa		Deviator stress, σ_d kPa
constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max	constant	min	max
20	0	20	45	0	60	70		80	100	0	100	150	0	100
20	0	40	45	0	90	70	0	120	100	0	150	150	0	200
20	0	60	45	0	120	70	0	160	100	0	200	150	0	300
20	0	80	45	0	150	70	0	200	100	0	250	150	0	400
20	0	100	45	0	180	70	0	240	100	0	300	150	0	500
20	0	120	45	0	210	70	0	280	100	0	350	150	0	600

Testen består av 5 sekvenser hvor σ_3 og σ_d er minst i sekvens 1 og størst i sekvens 5. For hver sekvens er det til sammen 6 lasttrinn hvor hvert trinn består av 10 000 lastsykluser. Testen startes med å påføre prøven σ_{3min} og σ_{dmin} fra enten Tabell 2 eller Tabell 3, deretter påføres de sykliske lastene gitt ved σ_d . Testen avbrytes når den permanente aksielle tøyningen når 0,5 % for hver sekvens og fortsetter deretter med neste sekvens helt til alle sekvensene er gått igjennom og testen avsluttes (CEN, 2004). Det vil si at en nødvendigvis ikke går gjennom alle seks lasttrinnene for hver sekvens. Dersom det viser seg at det kreves mer enn fire lasttrinn for å nå grensen på 0,5 % aksial tøyning, kan en utelate de laveste spenningsnivåene, gitt at minst tre av lasttrinnene i sekvensen anvendes (CEN, 2004). Resultatene av testen gir et mål på materialets gjennomsnittlige elastiske tøyning, akkumulerte permanente tøyninger og elastisitetsmodul.

4.2 Utstyr

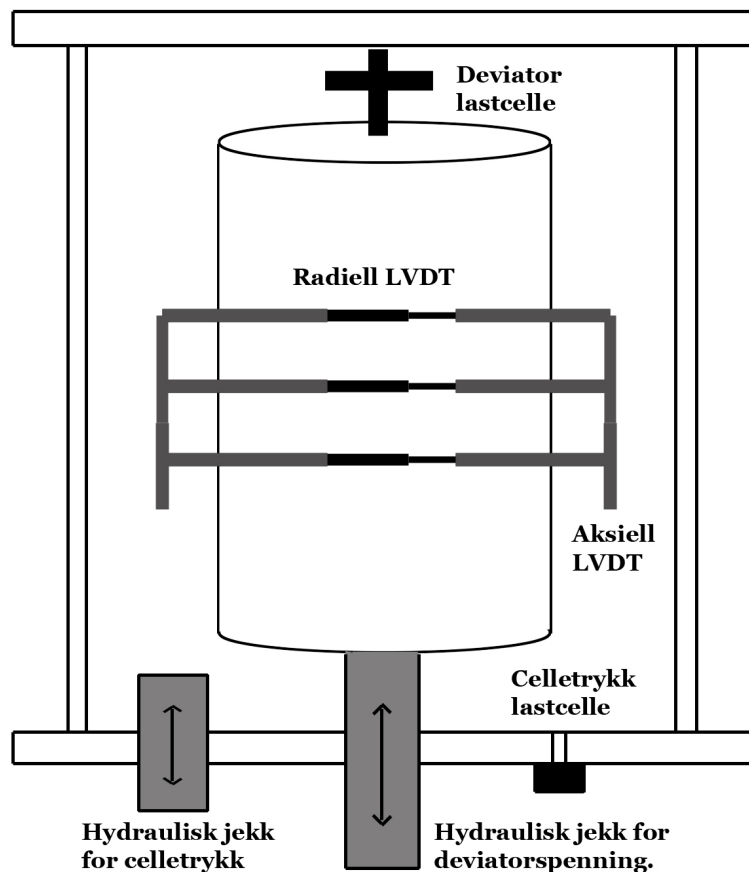
Treaksialutstyret som benyttes i denne oppgaven er en del av Vegteknologisk laboratoriumt til NTNU og Sintef. Utstyret ble bygget på 1970-tallet av Institutt for Veg- og Jernbanebygging, og er senere modernisert ved å bytte ut en del av det analoge utstyret med en PC (Hoff, 1999). Målingene logges hvert femte sekund i et dataprogram spesialdesignet til treaksialtester av SINTEF. Figur 29 viser utstyret med en prøve inni.



Figur 29 Treaksialutstyr NTNU/SINTEF.

I følge (Hoff, 1999) skiller utstyret seg noe fra annet utstyr på grunn av plasseringen til den hydrauliske jekken for deviatorspenningene som er plassert under prøven. Plasseringen av de

hydrauliske jekkene er vist i Figur 30. Figuren viser også plasseringen til lastcellene som måler hvor store lastene til en hver tid er. Lastcellen som måler deviatorspenningene er plassert inne i kammeret, mens lastcellen som måler celletrykk er plassert under prøven slik at det er i kontakt med væsken inne i kammeret.



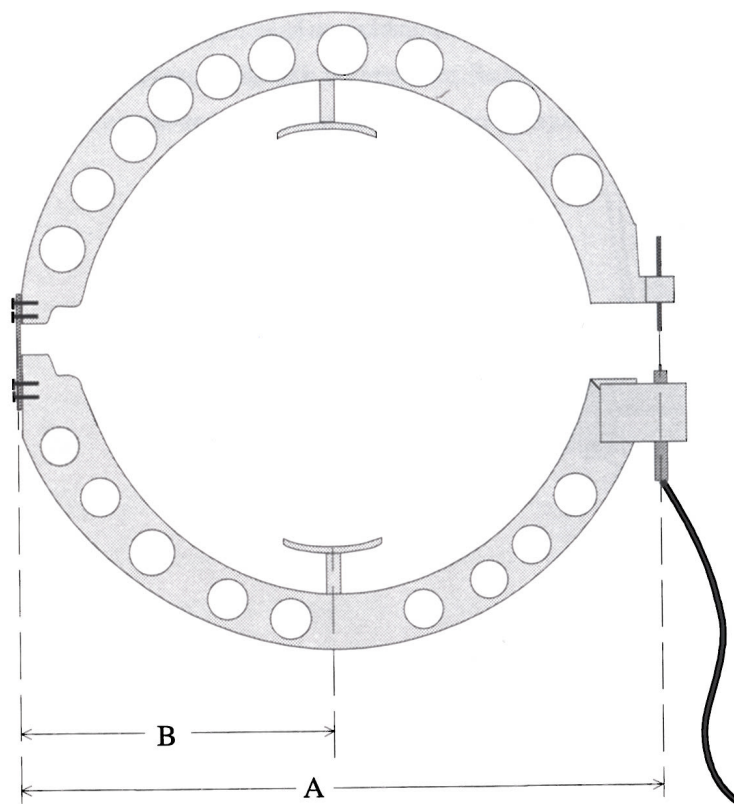
Figur 30 Skisse av treaksialutstyret.

Under testene står prøven inne i et væskefylt trykkammer. Kammeret kan enten fylles med vann eller silikonolje. I dette forsøket er det valgt å benytte seg av vann, da dette er lettere tilgjengelig og fører til mindre søl enn silikonoljen. Kammeret brukt i forsøket er laget av pleksiglass, noe som fører til at kammeret blir fleksibelt med tanke på utvidelse som følge av en økning i celletrykket inne i kammeret (Hoff, 1999). For tester med høyt variabelt celletrykk er det mulig å benytte seg av et kammer laget av stål. Dette var ikke nødvendig for forsøket utført i dette arbeidet.

For å måle de horisontale og vertikale tøyningene som oppstår i prøven som følge av lastene benyttes såkalte LVDT'er, eller *Linear Variable Deformation Transducers*. Dette er målesensorer som ved hjelp av induerte elektriske signaler, som følge av bevegelse i sensorens kjerne, gir et mål på forskyvningen til prøven enten i radiell eller aksial retning (Measurements, 2001).

Signalene transformeres av et I/O kort til digitale verdier som kan leses av dataprogrammet (Hoff, 1999). LVDT'ene plasseres på midten av prøven ved hjelp av tre magnesiumringer, tre i radiell retning og to i aksial retning. I dette forsøket målte LVDT'ene over et område på 100 millimeter på midten av prøven. Plasseringen av LVDT'ene og ringene er illustrert i Figur 30.

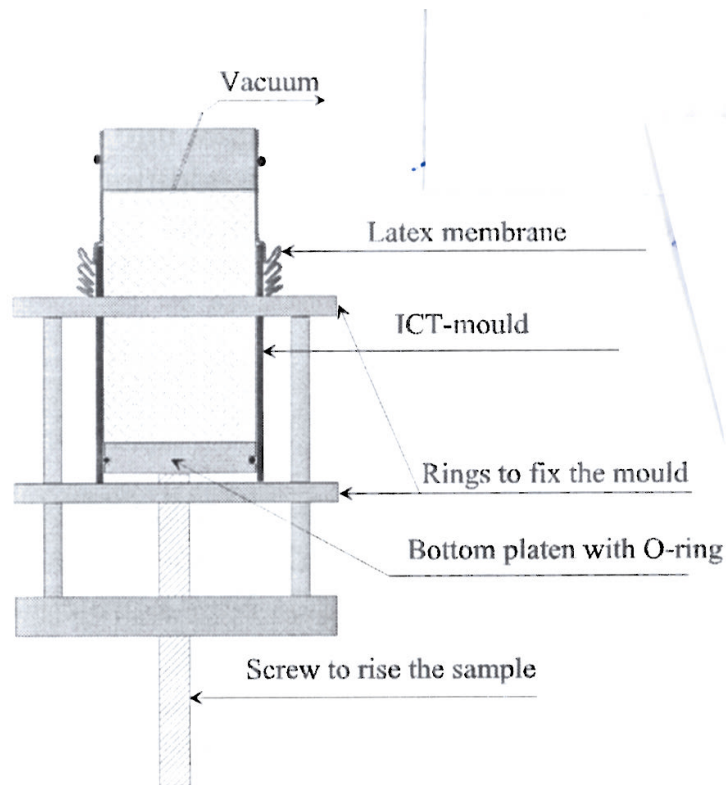
Det er veldig viktig at LVDT'ene stilles korrekt inn før en starter testene, slik at resultatene blir best mulig. Resultatene avhenger også av formen og størrelsen på ringene. Ringene brukt i denne oppgaven har form som vist i Figur 31. Dersom avstanden A er omtrent det dobbelte av avstanden B, skaleres forskyvningen opp med en faktor på to (Hoff, 1999). Dette gjør at nøyaktigheten til de målte tøyningene øker.



Figur 31 Magnesiumring. (Hoff, 1999)

Som nevnt tidligere i dette avsnittet logges de målte dataene hvert femte sekund av en datamaskin. Denne datamaskinen kontrollerer også den aksielle lasten og celletrykk som påføres prøven til en hver tid (Hoff, 1999).

Utstyret som benyttes for å overføre prøven fra komprimeringsformen til lateksmembranen som omslutter prøven under testen er bygget i Vegteknologisk laboratoriumt til NTNU/SINTEF, se Figur 32.



Figur 32 Overføring fra komprimeringsform til lateksmembran. (Hoff, 2010)

Det er viktig at prøvene kommer over i treaksialutstyret med de samme egenskapene de fikk under komprimeringen. For å opprettholde disse egenskapene settes det på et vakuu som skaper interne krefter innad i prøven slik at prøven holdes på plass. Deretter drar man lateksmembranen på prøven, samtidig som prøven presses ut av formen. Vakuuet holdes på prøven helt til den er plassert inne i kammeret og celletrykket settes på. Prøven er nå klar for å testes.

4.3 Elastisk respons

Det er tidligere utført en del forskning på hva som karakteriserer den elastiske responsen til ubundne granulære materialer. Ved hjelp av denne forskningen har en kommet fram til at granulære overbygningsslag viser en ikke-lineær og tidsavhengig elastoplastisk respons når de er utsatt for trafikkklaster (Lekarp, 1999). På grunn av denne ikke-lineære og elastoplastiske oppførselen kan man ikke benytte seg av tradisjonell elastisitetsteori for å forklare materialenes elastiske respons. I stedet for å uttrykke materialets elastisitet ved hjelp av elastisitetsmodulen benyttes heller materialets resilientmodul, og eventuelt Poissons tall (Lekarp, 1999). Resilientmodulen indikerer at materialets elastiske oppførsel avhenger av spenningsnivåene det utsettes for, og at testene som utføres på materialet er dynamiske i stedet for statiske. De enkleste formene for resilientmodulen, formel (10) (Seed et al., 1962), og Poissons tall, formel (11), benyttes for treaksialtester med konstant celletrykk. For treaksialtester med variabelt celletrykk blir formlene mer komplekse (Hoff, 1999).

$$M_r = \frac{\Delta q}{\Delta \varepsilon_a^e} \quad (10)$$

der

M_r resilientmodulen
 Δq syklisk deviatorspenning
 $\Delta \varepsilon_a^e$ gjenopprettbar aksial tøyning

$$\nu = -\frac{\Delta \varepsilon_r}{\Delta \varepsilon_a} \quad (11)$$

der

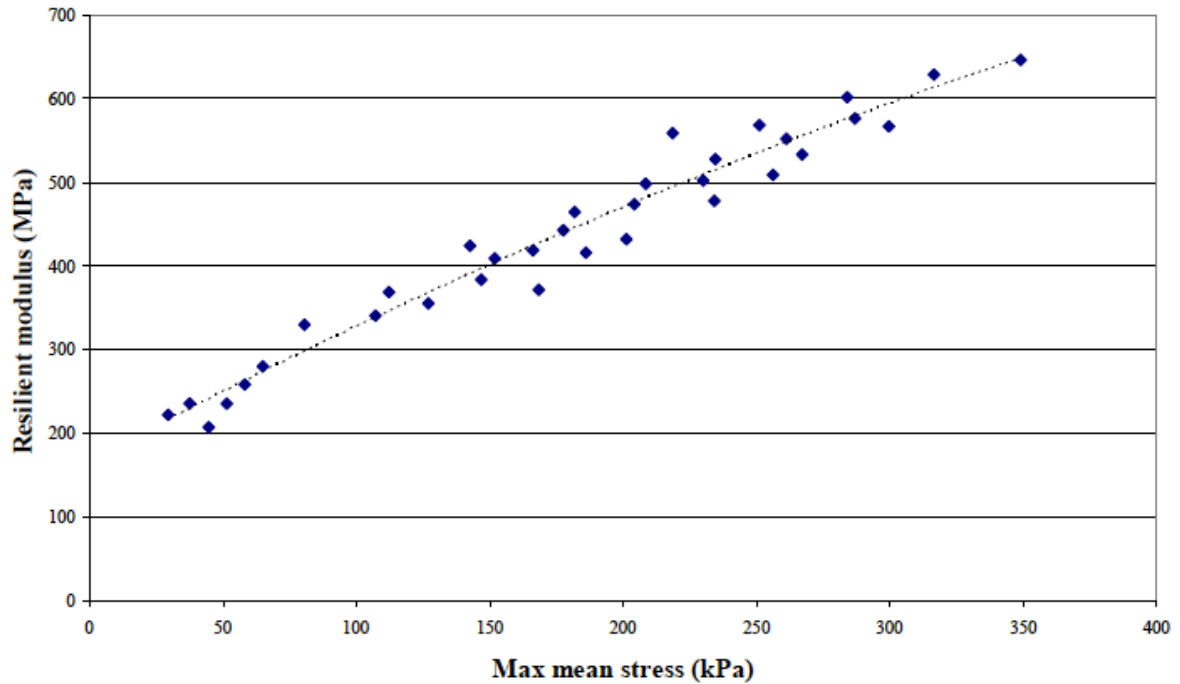
ν Poissons tall
 ε_r radielle spenninger i prøven
 ε_a aksielle spenninger i prøven

Tidligere er det antatt at Poissons tall er konstant for ubundne granulære materialer, som det for eksempel er for stål. Det er derimot bevist at tallet avhenger av forholdet mellom maksimum og minimum hovedspenning. Det vil si at Poissons tall ikke er konstant, men varierer med spenningsnivåene som påføres materialet. (Kolissoja, 1997)

Den elastiske oppførselen til ubundne granulære materialer påvirkes av en rekke ulike faktorer. Disse faktorene beskrives i de neste avsnittene.

4.3.1 Spenningsnivåets effekt

I følge Lekarp (1999) er spenningsnivået den faktoren som har mest å si for materialenes elastiske oppførsel. Effekten er størst for celletrykket og summen av hovedspenningene, $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$, som påføres materialet. Det viser seg at resilientmodulen øker kraftig for økende celletrykk og økt sum av hovedspenninger. Et eksempel på spenningsnivåenes effekt vises i Figur 33.



Figur 33 Sammenheng mellom spenningsnivå og resilientmodulen. (Hoff, 2008)

Ser en for eksempel på et spenningsnivå på 350 kPa er den tilhørende resilientmodulen omtrent fire ganger større enn for et spenningsnivå på 50 kPa. Dette viser at ubundne granulære materialer oppfører seg stift for de største lastene noe som fører til en god lastfordelende evne som følge av reduksjon av den elastiske nedbøyningen for disse lastene (Hoff, 2008).

Sammenhengen mellom spenningsnivået og resilientmodulen er gitt av den såkalte k- θ modellen uttrykt ved formel (12), (Brown & Pell, 1967).

$$M_r = k_1 \theta^{k_2} \quad (12)$$

Hvor

- M_r resilientmodulen
- θ sum av hovedspenningene ved maksimal verdi for deviatorspenningene
- $k_{1,2}$ materialparametre

Formelen viser modellen i sin enkleste form, hvor den bare tar hensyn til påvirkning fra de summerte hovedspenningene i prøven. Det vil si at det ikke skiller mellom påvirkningen fra cellytrykket og deviatorspenningene, da summen av hovedspenningene er et produkt av disse to komponentene se utledningen i (13).

$$\begin{aligned}
\theta &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 \\
\sigma_1 &= \sigma_d + \sigma_3 \\
\sigma_2 &\approx \sigma_3 \\
\theta &= \sigma_d + 3\sigma_3
\end{aligned}
\tag{13}$$

Utleddningen viser som nevnt at det er celletrykket som har mest å si for resilientmodulen, mens deviatorspenningene ikke har like mye å si. Deviatorspenningene virker inn på resilientmodulen gjennom skjærspenningene som oppstår i materialet under lastsekvensene. Det finnes mer komplekse varianter av modellen gitt i formel (12) som tar hensyn til effekten av deviatorspenningene, men det har vist seg at effekten er så liten i forhold til effekten av celletrykket at det ikke er nødvendig å ta hensyn til deviatorspenningene ved beregning av resilientmodulen (Lekarp, 1999). Poissonsallet avhenger mer av deviatorspenningene enn det resilientmodulen gjør. Det viser seg at tallet øker for økende deviatorspenning og synkende celletrykk, og at denne effekten er størst dersom celletrykket holdes konstant i forhold til å varieres (Lekarp, 1999).

4.3.2 Effekt av lastprosedyre

Med effekt av lastprosedyre menes i hovedsak antall lastsykluser og lasthistoriens effekt på de ubundne granulære materialene. Det er diskutert en del rundt hvordan, og i hvilken grad, de forskjellige parameterne virker inn på den elastiske responsen til materialene. Og det hersker en del uenighet rundt effektene. Lekarp (1999) har utført et litteraturstudie hvor ulike synspunkt kommer godt fram.

Antall lastsykluser er undersøkt av blant annet Moore et al. (1970) som fant ut at resilientmodulen øker når antall lastsykluser øker, og at dette kommer av at vanninnholdet i prøven reduseres under testing. Andre har konkludert med at antall lastsykluser ikke har noe å si for resilientmodulen. Årsaken til de ulike resultatene kan komme av at materialtypen også virker inn på hvor store laster materialet klarer å bære, og at forsøkene er utført på ulike materialtyper.

Lasthistoriens effekt oppstår som en konsekvens av gradvis fortetting og omorganisering av kornene under repeterende lastpåførsel (Dehlen, 1969). Det vil si at oppførselen til kornene i materialene avhenger av hvordan de tidligere er belastet. Flere har kommet fram til at lasthistoriens effekt kan reduseres ved å påføre prøvene en pre-konsolidering (Allen, 1973; Boyce et al., 1976; Hicks, 1970), slik at de permanente deformasjonene i prøven stabiliseres og prøven får en resilient oppførsel. En annen måte å redusere lasthistoriens effekt på resilientmodulen er å sørge for at lastene som påføres prøvene er så lave at det ikke oppstår vesentlige permanente deformasjoner i prøven (Brown & Hyde, 1975; Mayhew, 1983).

4.3.3 Effekt av materialparameterne

Med materialparametere menes kornfordeling, maksimal kornstørrelse, andel finstoff, materialtype, kornform og overflateruhet. Alle parameterne virker i større eller mindre grad inn på materialenes stivhet og styrke, og dermed også materialets elastiske oppførsel. Det er ofte vanskelig å se på parameterne alene da de i stor grad avhenger av hverandre.

Flere, blant annet Kolisoja (1997) og Thom (1988), har funnet ut at resilientmodulen øker for økt maksimal kornstørrelse. Dette gjelder for materialer med samme form på kornfordelingskurven og likt andel finstoff. Effekten forklarer Kolisoja (1997) med at lastene fordeles nedover i materialet via partikkelkøer. Prinsippet for dette er beskrevet i avsnitt 3.2. Jo større kornene er, jo færre kontaktpunkt oppstår mellom kornene, dette fører igjen til at andel deformasjoner reduseres og den elastiske stivheten øker. Hoff (1999) kom også fram til at maksimal kornstørrelse har denne effekten på den elastiske stivheten til materialene.

Det strides en del om hvilken kornfordeling som gir det stiveste materialet. Kolisoja (1997) mener at et vellgradert materiale med mange kontaktpunkt mellom kornene og dermed lave spenninger ved hvert punkt gir den største stivheten. Mens Thom & Brown (1988) mener at et åpent gradert materiale med færre kontaktpunkt og dermed større spenninger ved hvert punkt gir det stiveste materialet. Det skal sies at de fant at det åpent graderte materialet bare var noe stivere enn det vellgraderte materialet. Det er mange faktorer som spiller inn på hvordan graderingen virker inn på stivheten til materialene, og dette kan være årsaken til at det er så store forskjeller mellom forskningsresultatene. Materialtypen og styrken til hvert korn er med på å bestemme hvor mye kornene selv deformeres. Vanninnhold gir også ulike resultater for ulike graderinger. Vellgraderte materialer kan holde på vannet i porene, noe som opp til et visst vanninnhold er med på å styrke konstruksjonen, mens åpent graderte materialer ikke i like stor grad innehar denne evnen (Plaistow, 1994). Plaistow (1994) fant også at vellgraderte materialer kan oppnå høyere densiteter enn åpent graderte materialer under komprimeringen, og at dette kan forklares med at finere korn legger seg i hulrommene mellom de grovere kornene. Høyere densitet fører til stivere materialer, som igjen betyr en høyere resilientmodul. Det vil si at korngraderingen ikke kan ses på for seg selv, men at man må ta med en rekke andre faktorer i beregningen.

Økt andel finstoff har vist seg å redusere materialenes styrke og stivhet. På samme måte viser det seg at økt andel finstoff reduserer resilientmodulen, og at effekten øker med økt vanninnhold (Thom & Brown, 1987).

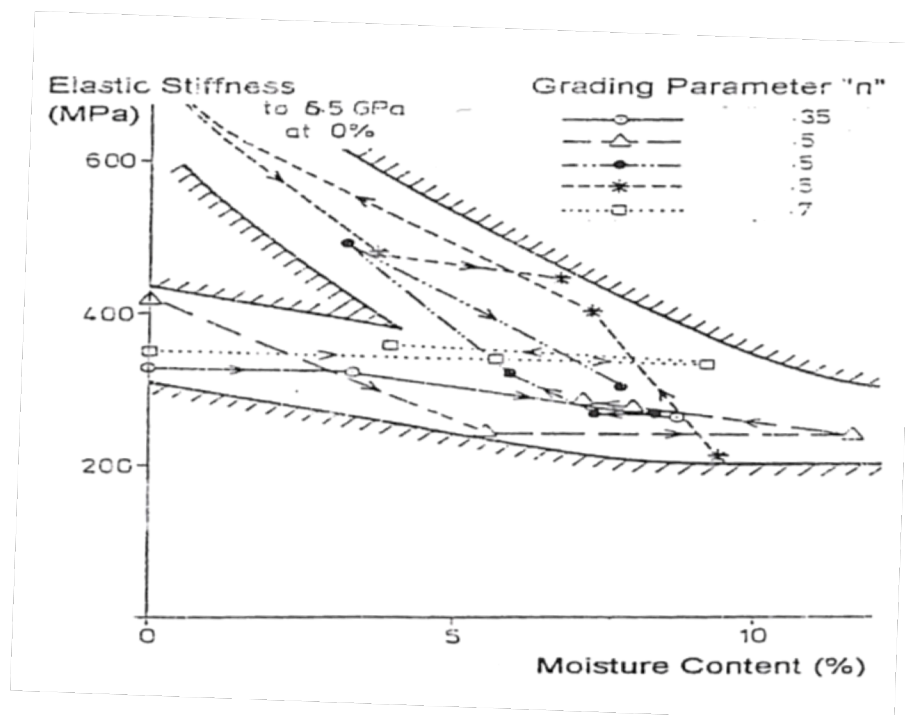
Kornformen virker også inn på materialenes elastiske oppførsel. Blant andre har Thom & Brown (1988) funnet ut at knuste materialer med angulær form har bedre lastfordelende evne og høyere resilientmodul enn for eksempel knust materiale med runde korn. De fant også ut at ru overflate fører til høyere resilientmodul enn glatte overflater. Uthus (2007a) så i sin doktoravhandling blant annet på forskjellige kornformers effekt på de elastiske egenskapene til ubundne granulære materialer. Det ble undersøkt fire forskjellige kornformer ut fra det samme materialet. Resultatene viste at den elastiske oppførselen til de fire prøvene var forholdsvis lik ved lave spenningsnivå, men at det kubisk avrundede materialet gav høyest resilientmodul for høyere spenningsnivå. De kubiske materialene oppnådde høyere densiteter under komprimeringen, og de hadde også en tendens til å få enda høyere densitet under treaksialtestene på grunn av omorganisering av kornene. Uthus (2007a) mente derfor at kornformen ikke kunne ses på alene da kornformen virker inn på oppnådd densitet. Og at fordi de flisige kornene ikke oppnådde samme densitet som de kubiske kunne det hende at de flisige kornene ville gitt enda høyere resilientmodul dersom de hadde oppnådd samme densitet som de kubiske kornene. Dette ble supplert med at det ikke var sikkert de flisige kornene var i stand til å oppnå så høye densiteter.

Uthus (2007a) fant også ut at ru materialer har større intern friksjon mellom kornene enn glatte korn, noe som fører til at de har en tendens til å oppføre seg stivere. Dette fører til at deres resilientmodul har en tendens til å være høyere enn for glatte korn. Effekten av overflatestrukturen må sees i sammenheng med blant annet kornformen til materialet.

4.3.4 Effekt av vanninnhold

Generelt er det sagt at den elastiske responsen til tørt og delvis mettede granulære materialer er omtrent den samme, men det er når materialet nærmer seg mettet tilstand at den elastiske oppførselen til materialet påvirkes av vanninnholdet. Styrken til ubundne granulære materialer reduseres når vanninnholdet i materialet øker over optimalt vanninnhold (Kolisaja, 1997). Det vil si at resilientmodulen til materialet også reduseres. Vanninnholdet har omtrent samme effekt på materialenes elastiske respons som for materialets komprimeringsegenskaper, da begge to i stor grad avhenger av styrken til materialet. Denne effekten er forklart i avsnitt 3.1.

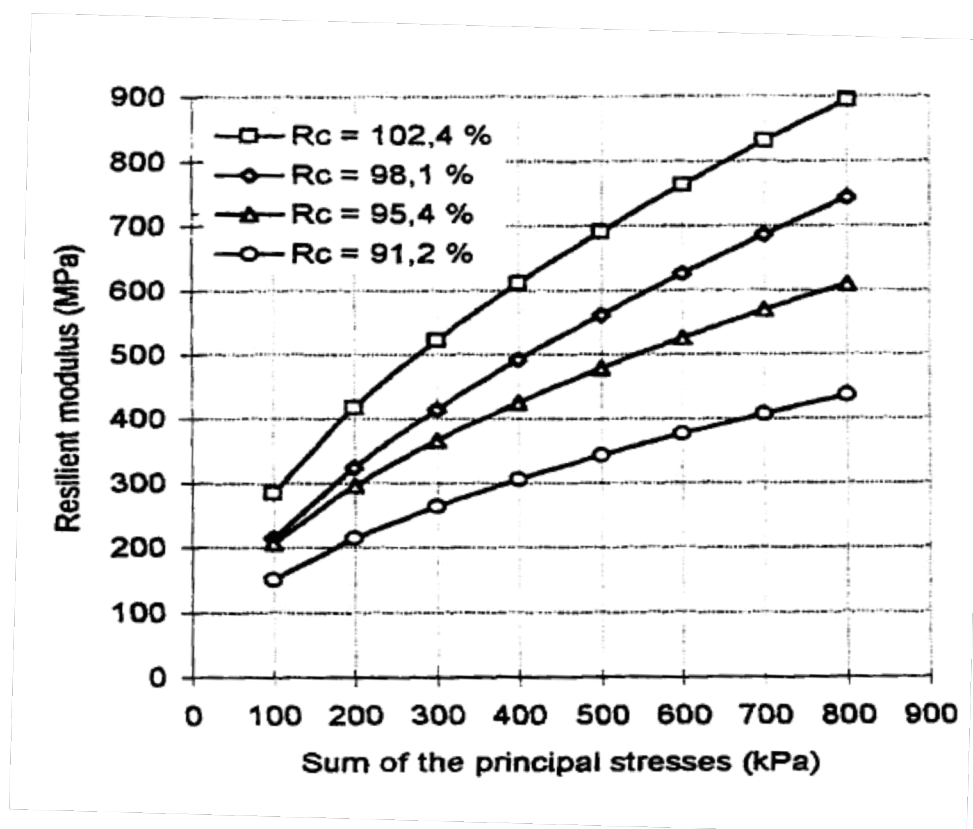
Hvordan vanninnholdet virker inn på den elastiske oppførselen til materialene avhenger i stor grad av materialtypen, graderingen og andel finstoff. Fra tidligere vet vi at høyt innhold av finstoff fører til svekkede konstruksjoner når vann tilføres konstruksjonen. I følge Hoff (1999) påvirkes materialenes permanente deformasjoner mer av denne effekten enn materialets elastiske oppførsel. I stedet for andel finstoff har graderingen til materialene mer å si for deres oppførsel i fuktet tilstand. Dette illustreres godt i Figur 34, hvor den elastiske stivheten til fem prøver med ulik gradering er plottet som funksjon av vanninnhold. Figuren viser at materialenes elastiske stivhet reduseres når vanninnholdet øker, og at hvor mye stivheten reduseres avhenger av graderingen til prøvene. Forskjellene mellom materialene er størst i tørr tilstand, og minsker for økende vanninnhold.



Figur 34 Resilientmodul som funksjon av vanninnhold. (Thom & Brown, 1987)

4.3.5 Effekt av komprimering

Når et materiale komprimeres økes materialets stivhet ved at kornene pakkes tettere sammen, får flere kontaktpunkt og høyere densitet. Det er antall kontaktpunkt mellom kornene som i utgangspunktet har mest å si for hvor stivt et materiale er. Mange kontaktpunkt fører til mindre spenninger på hvert korn, og dermed også mindre deformasjoner. Kontaktkreftene mellom kornene virker også inn på kornenes evne til å bevege seg i forhold til hverandre (Kolisoja, 1997). Når materialet er pakket godt sammen øker kontaktkreftene mellom kornene, og fører til at kornene holder seg på plass i forhold til hverandre. Dette fører til at stivheten øker, og at resilientmodulen til materialet øker. Kolisoja (1997) testet i sin doktoravhandling fire forskjellige komprimeringsgrader på samme materiale, og fant at resilientmodulen økte for økt komprimeringsgrad. Dette er illustrert i Figur 35.

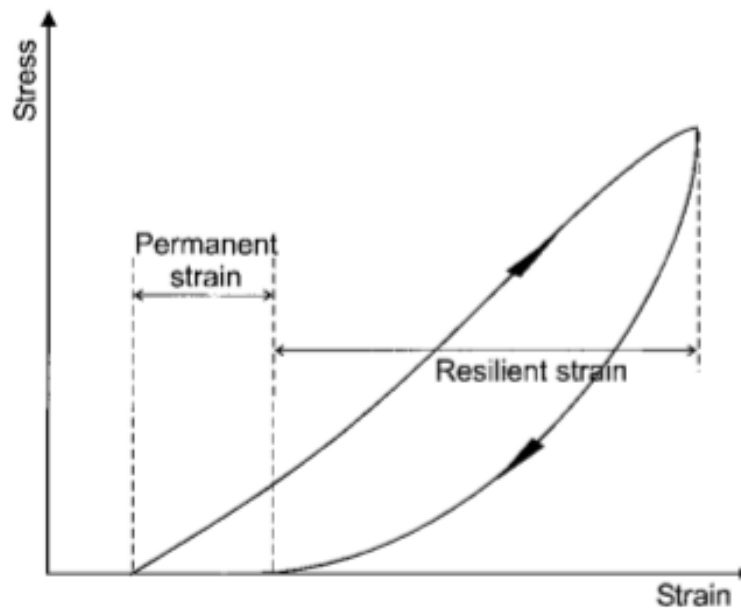


Figur 35 Resilientmodul som funksjon av summerte hovedspenninger for ulike komprimeringsnivå. (Kolisoja, 1997)

4.4 Permanente deformasjoner

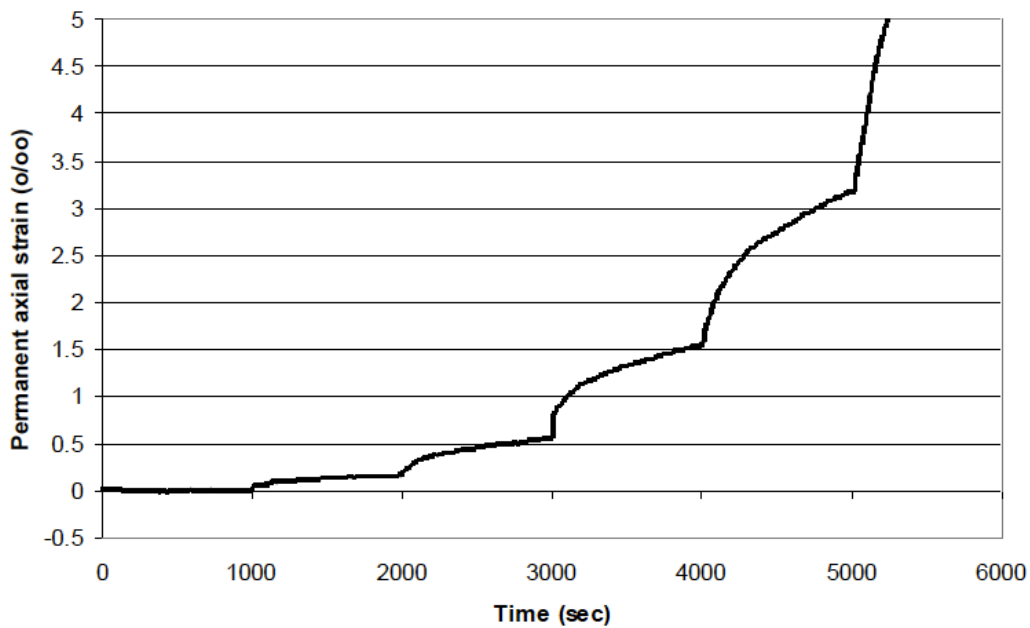
De permanente deformasjonene representerer materialets oppførsel når det utsettes for trafikklast over tid og utgjør den plastiske delen av de totale deformasjonene som oppstår som følge av lastene. For én lastsyklus er denne deformasjonene liten regnet i forhold til de

elastiske deformasjonene som oppstår i materialene. Dette illustreres i Figur 36, hvor spenninger og tøyninger plottes mot hverandre.



Figur 36 Permanente og elastiske deformasjoner for én lastsyklus. (Lekarp, 1999)

Ser en på de akkumulerte permanente deformasjonene er situasjonen en annen, disse kan være mye større enn de elastiske deformasjonene og forårsake alvorlige spordannelser (Hoff, 2008). Spordannelsene oppstår i overflatedekket til vegen, og gir et godt bilde på hvor store de permanente deformasjonene i overbygningen faktisk er. Figur 37 illustrerer hvordan de permanente deformasjonene utvikler seg over tid, representert av deformasjonsutviklingen for en lastsekvens i "multi-stage" prosedyren. Som en ser er utviklingen av permanente deformasjoner størst i begynnelsen av hvert lasttrinn, før de flater mer ut mot slutten av trinnet.



Figur 37 Permanente deformasjoner under en lastsekvens. (Hoff, 2008)

De mest vanlige formene for permanente deformasjoner er i følge Hoff (1999) reorganisering av kornene i materialet, skjærdeformasjoner i de granulære lagene under trafikklast og knusing av partiklene eller kantene på partiklene. Det er intergranulære kontaktrykk, friksjonen mellom kornene og deres evne til å låse seg selv inne som i hovedsak fører til økt motstand mot permanente deformasjoner. Dette gjør de ved å skape den styrken materialet trenger for å fordele trafikklastene nedover i konstruksjonen til underliggende lag eller undergrunnen (Hoff, 1999). Faktorene som påvirker de permanente deformasjonene er i hovedsak de samme som påvirker de elastiske deformasjonene.

Man vet mest om modellering av laboratorietesting av elastiske deformasjoner. Lekarp (1999) sier at de fleste eksisterende metodene for modellering av permanente deformasjoner tar for seg effekten av antall lastsykluser og at det derfor er et behov for videre utvikling av modeller for permanente deformasjoner. Det finnes to tilnærmelses metoder for å modellere permanente deformasjoner; Shakedown teori og Coulumb-kriteriet. Begge disse to ble opprinnelig brukt for å beskrive utviklingen av permanente deformasjoner i stivere materialer som utsettes for eksterne laster. Tilnærmelsesmetodene beskriver materialenes utvikling av permanente deformasjoner ut fra en sammenbruddsgrense. Sammenbruddsgrensen angir hvor materialet går over fra å oppføre seg i hovedsak mest elastisk til bare å utvikle permanente deformasjoner. Lekarp (1999) kommenterer denne grensen og sier at sammenbruddet som oppstår i ubundne granulære materialer under repeterende laster er en gradvis prosess. Det vil si at den statiske sammenbruddsgrensen ikke gjelder for disse materialene da sammenbruddet ikke skjer plutselig. Dette tar metodene høyde for ved å si at materialet går gjennom tre stadier, eller områder før en kan si at deformasjonene er rent plastiske.

4.4.1 Shakedown teori

Shakedown teorien ble i følge Uthus (2007a) utviklet for å beskrive deformasjonene som oppstår i metall i trykkbeholdere som utsettes for sykliske laster, og det var Sharp (1985) som først benyttet seg av teorien for å beskrive den plastiske oppførselen til ubundne granulære materialer under sykliske laster.

En av dem som har benyttet seg av teorien i de senere årene er Werkmeister (2003). Werkmeister (2003) fant at den klassiske shakedown teorien hvor materialets deformasjon deles inn i fire områder ikke passet til den observerte deformasjonen i ubundne granulære materialer. Derfor ble teorien benyttet til å analysere hvert lasttrinn for så å dele lasttrinnet inn i tre områder etter type deformasjon. Disse tre områdene kan ses på som et sammendrag av de fire områdene som benyttes i den klassiske shakedown teorien.

- **A:** Plastisk shakedown. Materialet blir til slutt helt elastisk, hvor det ikke lenger oppstår permanente tøyninger.
- **B:** Plastisk kryp. Dette er et overgangsstadie, hvor det oppstår noe permanente tøyninger som stabiliseres i løpet av lasttrinnet.
- **C:** Gradvist sammenbrudd. De permanente deformasjonene fortsetter å øke gradvis for økende antall lastsykluser.

I tillegg til å dele deformasjonene inn i områder, ble grenser for de tre områdene bestemt ut fra resultater fra sykliske treaksialtester. Grensene tar utgangspunkt i gjennomsnittlig tøyning for lastsyklusene som ligger mellom 3000 og 5000 for hvert lasttrinn. Disse er gitt i Tabell 4.

Tabell 4 Grenser for område av permanente deformasjoner.

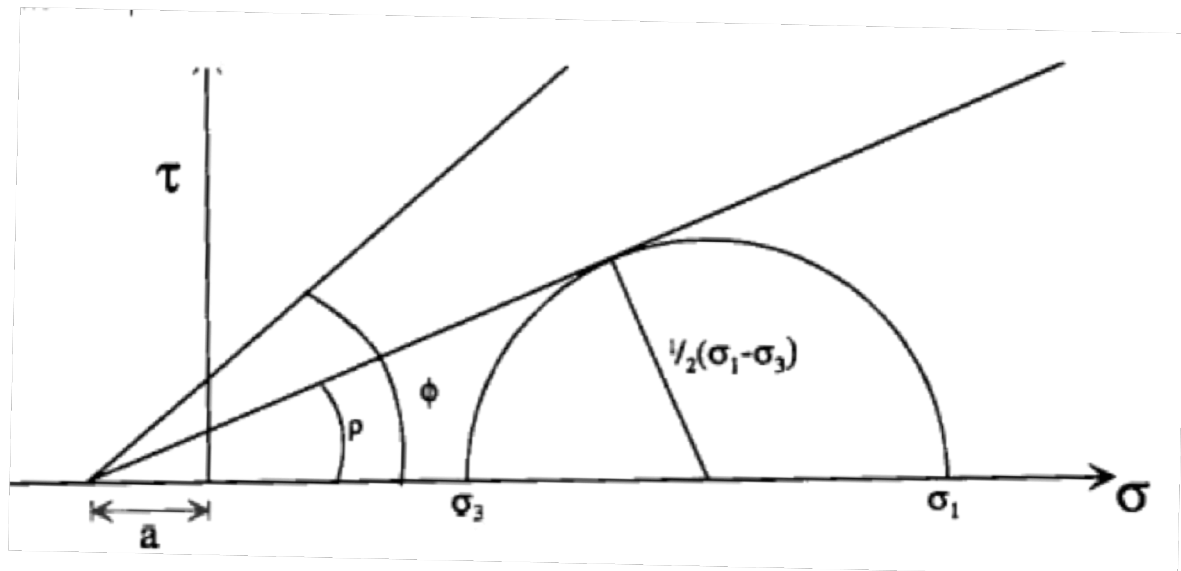
A	$\dot{\epsilon}_{1\ 5000}^p - \dot{\epsilon}_{1\ 3000}^p < 0,045 * 10^{-3}$
B	$0,045 * 10^{-3} < \dot{\epsilon}_{1\ 5000}^p - \dot{\epsilon}_{1\ 3000}^p < 0,4 * 10^{-3}$
C	$0,4 * 10^{-3} < \dot{\epsilon}_{1\ 5000}^p - \dot{\epsilon}_{1\ 3000}^p$

4.4.2 Coulomb-kriteriet

Coulomb-kriteriet er en annen måte å beskrive utviklingen av de permanente deformasjonene på. Den faktoren som har mest å si for dannelsen av permanente deformasjoner ved bruk av Coulomb-kriteriet er mobilisert skjærstyrke. Denne defineres ut fra et spenningsdiagram og uttrykkes ved hjelp av mobilisert friksjonsvinkel ρ , (14). Spenningsdiagrammet finnes i Figur 38.

$$\sin\rho = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2a} \quad (14)$$

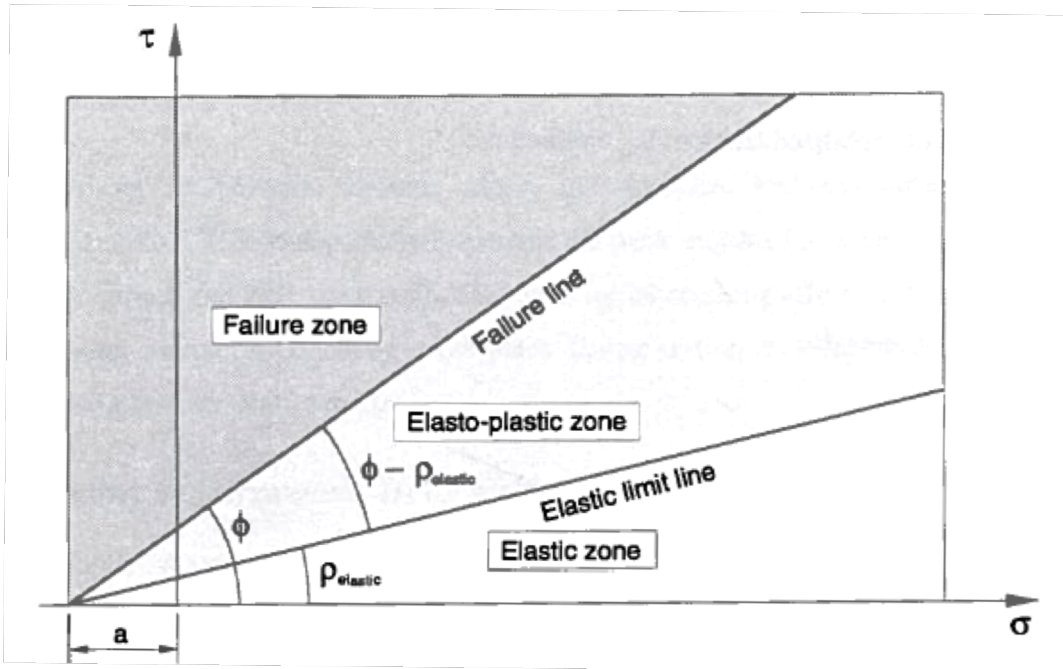
Faktoren a er attraksjonen til materialet. Attraksjonen er i følge Janbu (1973) et uttrykk for en isotrop forspenning av materialet. Denne isotrope forspenningen oppleves som et poresug inne i prøvematerialet. Poresuget oppstår som følge av krefter mellom kornene, kreftene er like store i alle retninger.



Figur 38 Mohr-Coulomb spenningsdiagram. (Hoff, 1999)

Vinklene Φ og ρ representerer henholdsvis sammenbrudd og elastisk oppførsel (Hoff, 1999), hvor Φ er friksjonsvinkelen og ρ er mobilisert friksjonsvinkel. Ut fra vinklene defineres områdene for elastisk og plastisk oppførsel, se Figur 39. Områdene tilsvarer de samme områdene som ved shakedown teorien, men benevnningen og grenseverdiene er ikke de samme.

- **A:** Elastisk område
- **B:** Elasto-plastisk område
- **C:** Sammenbrudd



Figur 39 Områder for elastisk og plastisk oppførsel. (Hoff, 1999)

Hoff et al. (2003) har definert grensene for de tre områdene ved å bruke gjennomsnittlig tøyning for de siste 5000 lastsyklusene. Grenseverdiene er gjengitt i Tabell 5.

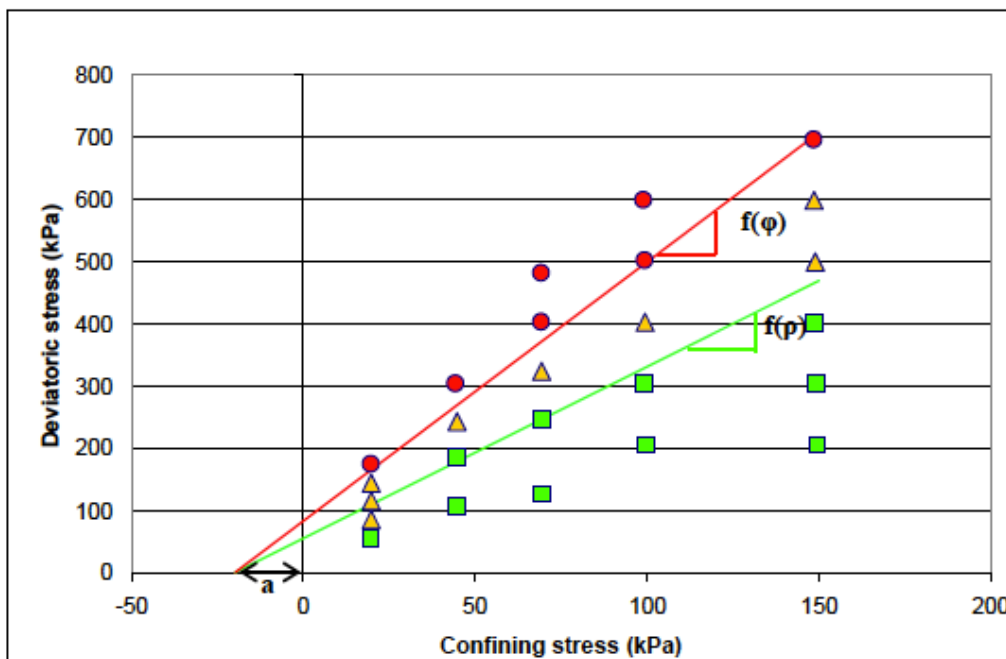
Tabell 5 Grenser mellom områder for permanente deformasjoner.

A	$\dot{\epsilon}_1^p < 2,5 * 10^{-8}$
B	$2,5 * 10^{-8} < \dot{\epsilon}_1^p < 1,0 * 10^{-7}$
C	$1,0 * 10^{-7} < \dot{\epsilon}_1^p$

Alle lasttrinnene karakteriseres ut fra grensene og plottes i et diagram for deviatorspenning og celletrykk (Hoff et al., 2003). Dette illustreres i Figur 40. Den elastiske grensen og den plastiske grensen kan uttrykkes ved henholdsvis formel (15) og formel (16) (Uthus, 2007b).

$$\sigma_d = \frac{2 \sin \rho (\sigma_3 + a)}{1 - \sin \rho} \quad (15)$$

$$\sigma_d = \frac{2 \sin \Phi (\sigma_3 + a)}{1 - \sin \Phi} \quad (16)$$



Figur 40 Grenser for sammenbrudd og elastisk respons. (Hoff et al., 2003)

Den mobiliserte skjærstyrken kan også uttrykkes som mobilisert skjærfriksjon, og angir forholdet mellom mobilisert friksjonsvinkel og friksjonsvinkelen ved formel (17).

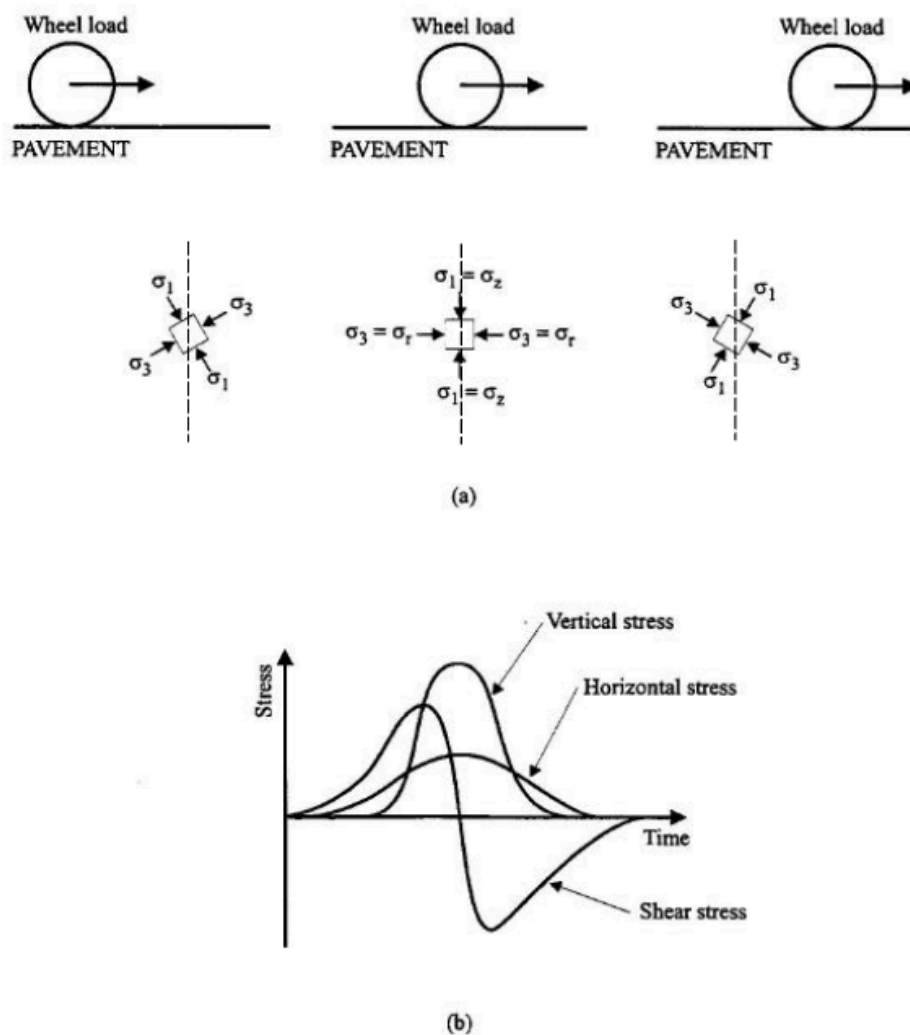
$$S_m = \frac{\sin(\rho)}{\sin(\Phi)} \quad (17)$$

Friksjonsvinkelen til materialet sier noe om hvor sterkt materialet er. Og jo større friksjonsvinkelen er, jo sterkere er materialet. Mobilisert friksjonsvinkel sier noe om hvor mye av materialets styrke som faktisk er benyttet under testen.

4.4.3 Spenningsnivåets effekt

Som for de elastiske deformasjonene er spenningsnivået noe av det som påvirker de permanente deformasjonene av ubundne granulære materialer mest. Det er utført en rekke forsøk for å klargjøre hvilke effekter spenningsnivået har på de permanente deformasjonene, og det er kommet fram til at det som styrer de permanente deformasjonene mest er en form for spenningsforhold som består av både deviatorspenninger og celletrykket (Lekarp, 1999). Dette ble først oppdaget av Morgan (1966) som fant at opphopningen av aksielle permanente tøyninger kunne settes i direkte sammenheng med deviatorspenningene og en omvendt sammenheng med celletrykket. Det vil si at de aksielle permanente tøyningene øker for økt deviatortrykk og synkende celletrykk. Denne påstanden støttes av Barksdale (1972) som, etter å ha utført en rekke sykliske traksialforsøk med konstant celletrykk og opp til 100.000 lastsykluser, konkluderte med at permanente deformasjoner var sterkt avhengig av påført last og at de øker med økende deviatorspenning og synkende celletrykk.

Hovedspenningene som oppstår i materialene har mye å si for materialenes elastiske oppførsel. Når det kommer til materialenes utvikling av permanente deformasjoner vet en ikke akkurat hvordan hovedspenningene virker inn. I følge Lekarp (1999) skylles dette at treaksialtestene som benyttes for å simulere trafikklaster ikke tar hensyn til den kontinuerlige endringen i retningen til hovedspenningene, som skjer når et hjul ruller over et punkt i vegkonstruksjonen. Det antas at denne retningsendringen, illustrert i Figur 41, resulterer i mye større permanente deformasjoner enn de som gis av treaksialtestene (Lekarp, 1999). Det er mulig å innhente ekstra informasjon om retningsendringen av hovedspenningene ved å utføre wheel track-tester eller ved å kalibrere tester utført i felten (Hoff, 1999).

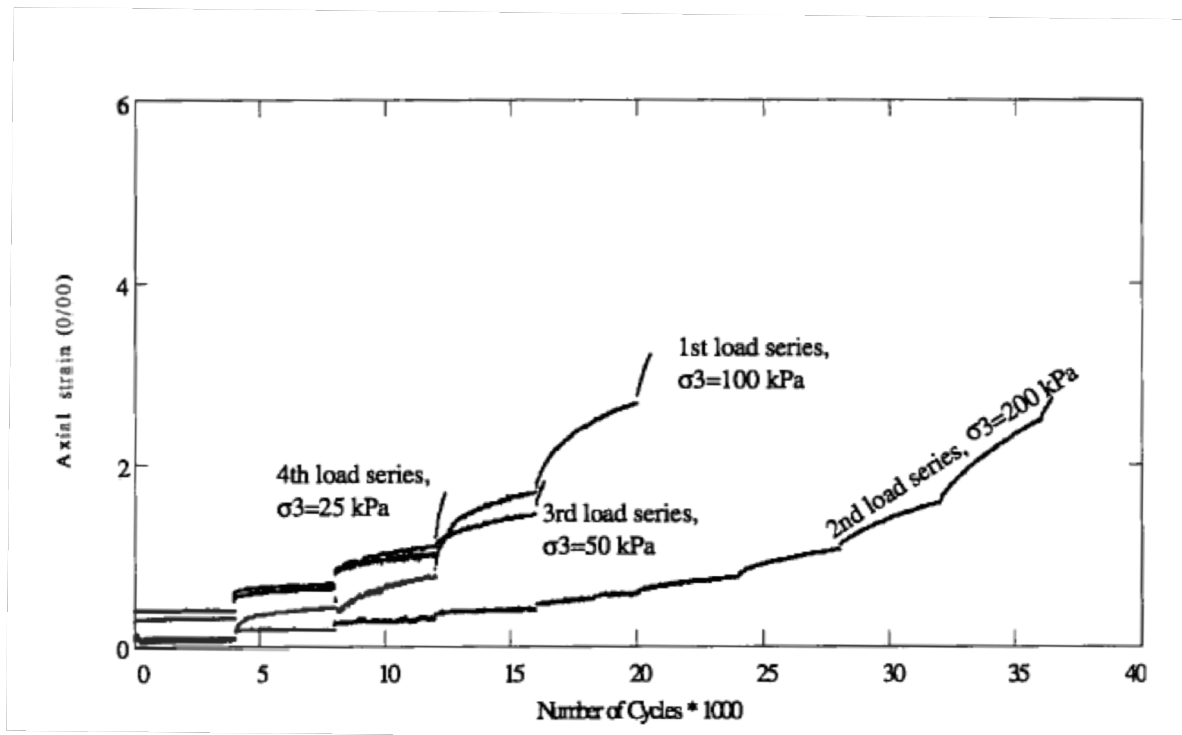


Figur 41 Spenninger som oppstår under en rullende hjullast. (Shaw, 1980)

4.4.4 Effekt av lastprosedyre

For de fleste materialer antar man at all den permanente deformasjonen oppstår under den første lastsekvensen. Dette gjelder imidlertid ikke for ubundne granulære materialer, da det for disse oppstår permanente deformasjoner i hver lastsekvens. Det stemmer derimot at det meste

av de permanente deformasjonene oppstår i løpet av den første lastsekvensen. Dette illustreres godt av Figur 42. Her ser en at de største permanente deformasjonene oppstår i den første lastsekvensen, og at størrelsen på deformasjonene avtar for hver lastsekvens.



Figur 42 Utvikling av permanente deformasjoner. (Hoff, 1999)

Hver lastpåførsel bidrar altså til en gradvis økning i de permanente deformasjonene til materialene, og antall lastsykluser har derfor en del å si for materialenes oppførsel over tid. Det er utført en rekke forsøk for å se hvordan deformasjonene utvikler seg over tid. Morgan (1966) utførte en test med 2.000.000 lastsykluser og kunne konkludere med at de permanente deformasjonene fortsatte å øke mot slutten. Andre har igjen konkludert med at det oppstår en form for stabilisering av deformasjonene når en har utført et visst antall lastsykluser (Brown & Hyde, 1975). Lekarp (1999) konkluderer med at stabiliseringen bare oppstår når de påførte spenningene er lave, mens for de høye spenningene vil de permanente deformasjonene fortsette å øke og føre til fortsatt svekkelse av materialet.

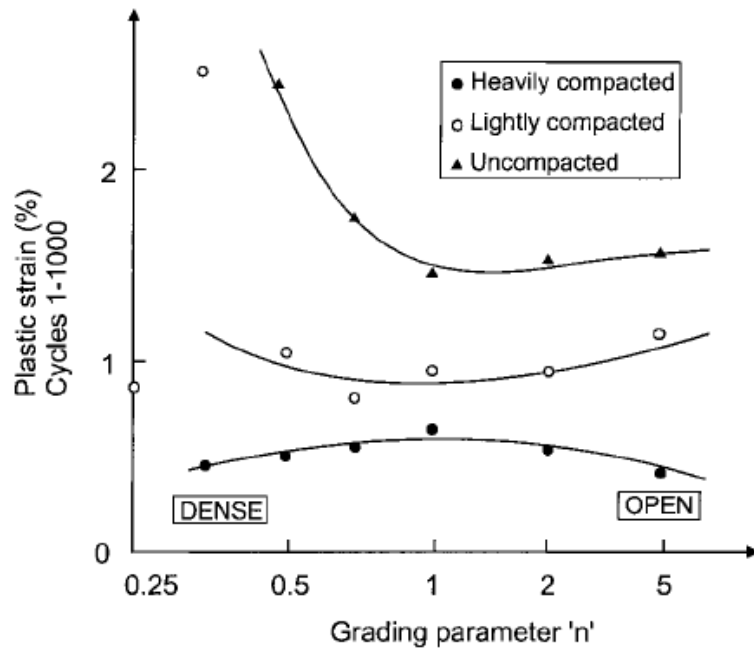
Fra Figur 42 kan en også trekke konklusjon om at lasthistorien til materialene har mye å si for utviklingen av de permanente deformasjonene. Effekten av lasthistorien under repeterende laster vises som en gradvis avstivning av materialet for hver lastpåførsel, dette fører til en reduksjon av andelen permanente og elastiske deformasjoner under de påfølgende lastpåførslene (Lekarp, 1999). Dette støttes av et forsøk utført av Brown & Hyde (1975) hvor de fant at de permanente deformasjonene som oppstår som en følge av gradvis økning i spenningsnivået er mye mindre enn deformasjonene som oppstår dersom den høyeste spenningen påføres med en gang. Ved bruk av "Multi-stage" prosedyren vil lasthistorien påvirke

prøvene, dette kan unngås ved å bruke en ny prøve for hver lastsekvens. Dette krever mye materiale i tillegg til å være tidkrevende. I denne oppgaven er det derfor valgt å ikke redusere effekten av tidligere laster på prøvene.

4.4.5 Effekt av materialparameterne

Det er spesielt graderingen, andel finstoff og materialtypen som har noe å si for utviklingen av permanente deformasjoner. For elastiske deformasjoner viste det seg at maksimal kornstørrelse hadde en del å si for utviklingen, dette gjelder ikke for permanente deformasjoner. Det har vist seg at motstanden mot permanente deformasjoner ikke blir bedre om maksimal kornstørrelse økes, årsaken til dette er usikker. Tester utført av Hoff (1999) viser at materialer med samme form på kornfordelingskurven ikke forbedret seg med tanke på utviklingen av permanente deformasjoner når maksimal kornstørrelse økte. Andel finstoff har mye å si for hvordan materialet oppfører seg med tanke på permanente deformasjoner. Effekten er studert av flere, og i følge Lekarp (1999) konkluderer de med at motstanden mot permanente deformasjoner reduseres for økt andel finstoff. Dette kommer trolig av at stivheten til materialene reduseres for økt finstoffinnhold. Dette er beskrevet i avsnitt 3.2.

Når en skal si noe om graderingens innvirkning på de permanente deformasjonene er det ikke mulig å gjøre dette uten også å ta hensyn til materialtypen og komprimeringen av materialet. Flere har utført forsøk for å kunne si noe om sammenhengen mellom graderingen og komprimeringens innvirkning på de permanente deformasjonene. Thom & Brown (1988) fant at graderingens effekt varierte med komprimeringsnivået. For prøver som ikke var komprimert gav de åpent graderte prøvene minst permanente deformasjoner, mens ved hard komprimering oppførte prøvene seg omtrent likt uavhengig av gradering. Effekten er illustrert i Figur 43. Andre har igjen argumentert for at sammenhengen mellom gradering og komprimering ikke kan sies å være så enkel som Thom & Brown (1988) hevder. Forskjellene kan skyldes at de testet på dolomittisk kalkstein, mens andre har utført tester på andre typer materialer.



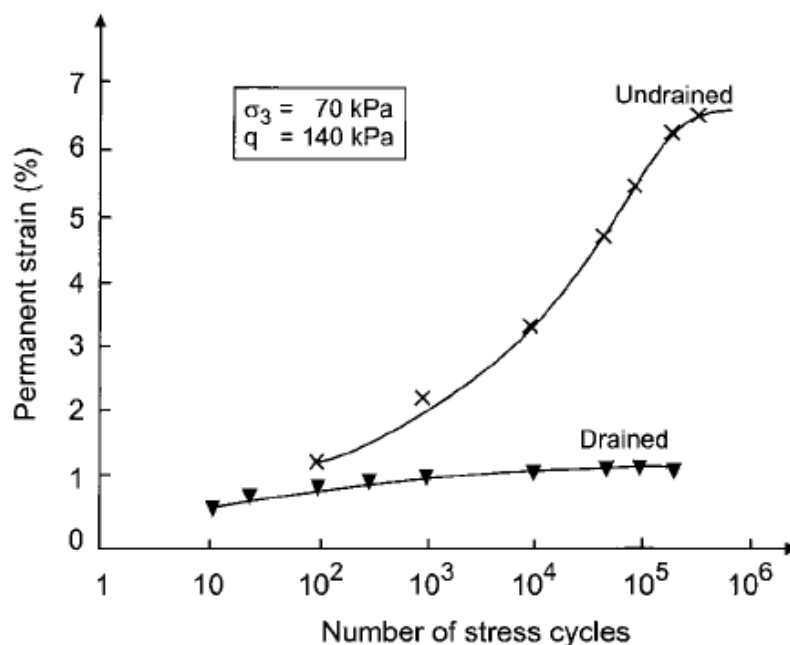
Figur 43 Graderingens og komprimeringens effekt på de permanente deformasjonene. (Thom & Brown, 1988)

Sammenhengen mellom materialtype og gradering med tanke på permanente deformasjoner kom godt fram i doktoravhandlingen til Hoff (1999). Her er det testet seks forskjellige materialer, hvor det ble laget både vellgraderte og åpent graderte prøver av hvert materiale, mens ett materiale ble testet med ni forskjellige graderinger. Det viste seg at de åpent graderte materialene hadde mindre motstand mot permanente deformasjoner enn de mer vellgraderte materialene, og at de aller dårligste var de med mest åpen gradering. De knuste steinmaterialene med høy kornstyrke oppnådde størst motstand mot permanente deformasjoner. Det materialet som oppnådde minst motstand mot permanente deformasjoner var for de to åpent graderte steinmaterialene som hadde lavest kornstyrke. Effekten kan forklares ved at de åpent graderte materialene har få kontaktpunkter mellom materialene og at spenningene ved hvert kontaktpunkt derfor blir større enn for vellgraderte materialer med flere kontaktpunkt og en bedre fordeling av spenningene. De store spenningene fører til at materialene lettere knuses ved kantene og endene, og jo svakere materialet er jo større blir nedknusingen.

Den siste materialparameteren som har noe å si for utviklingen av permanente deformasjoner er formen på kornene. For prøvene til Hoff (1999) var det jo prøvene med de knuste steinmaterialene som gjorde det best med tanke på permanente deformasjoner. Dette kan i følge Allen (1973) forklares med at angulære materialer har høyere skjærmotstand på grunn av at kornene låser seg bedre til andre korn enn det korn med for eksempel mer avrundet form gjør. Denne skjærmotstanden fører til at de ikke knuses like lett som andre korn.

4.4.6 Effekt av vanninnhold

Fra tidligere vet vi at vanninnholdet kan virke både positivt og negativt inn på styrken til et materiale. På grunn av dette har vanninnholdet både en positiv og negativ effekt også for utviklingen av permanente deformasjoner. Gjennom studier har blant annet Dawson et al. (1996) kommet fram til at en kombinasjon av høy metningsgrad og lav permeabilitet på grunn av lite drenering, fører til høyt poretrykk, lave effektive spenninger, mindre stivhet og dermed liten motstand mot permanente deformasjoner. Dersom materialet er akkurat passe mettet, kan vannet styrke konstruksjonen og dermed føre til at motstanden mot permanente deformasjoner øker. En av måtene man kan forbedre materialenes motstand mot permanente deformasjoner er å drenere materialet. Effekten dreneringen har på deformasjonen illustreres i Figur 44. Her ser en at de permanente deformasjonene for materialet som ikke er drenert er mye større enn deformasjonene for materialet som faktisk er drenert.



Figur 44 Dreneringens effekt på utviklingen av permanente deformasjoner. (Dawson, 1990)

4.4.7 Effekt av komprimering

Et av hovedmålene med å komprimere et materiale er å øke materialets motstand mot permanente deformasjoner. Det er derfor naturlig at komprimeringen av materialene har mye å si for utviklingen av permanente deformasjoner. Fra avsnitt 4.4.5 vet vi at det ikke er store forskjeller i utviklingen av permanente deformasjoner for materialer med ulik gradering dersom komprimeringen er god, og at for materialer som ikke er komprimert i det hele tatt er de permanente deformasjonene størst for vellgraderte materialer og at de reduseres jo mer åpen graderingen er. Denne effekten er illustrert i figur Figur 43.

Hvor hardt et materiale er komprimert uttrykkes ved materialets densitet, eller tetthet etter komprimeringen. Densiteten har en del å si for materialets oppførsel på lang sikt. Generelt kan

en si at jo bedre komprimert et materiale er, jo høyere er densiteten og jo bedre blir materialets motstand mot permanente deformasjoner. Effekten varierer med type materiale og kornform.

5 TESTPROGRAM

Det er utført treaksialtester på 7 prøver av samme materialet. Før prøvene kan komprimeres og deretter treaksialtestes er det en rekke andre faktorer som må være på plass. I dette kapitlet fokuseres det derfor i stor grad på to faktorer, nemlig en beskrivelse av prøvematerialet og en beskrivelse av komprimeringsprosessen. Materialet er beskrevet og klassifisert ut fra forskjellige materialparametere. Når det gjelder komprimeringsprosessen er det fokusert på å beskrive fremgangsmåter og valg som er tatt i forbindelse med forberedelse og utførelse av komprimeringen.

5.1 Materiale

Materialet benyttet i denne oppgaven er et bærelagsmateriale hentet fra riksveg 31 ved Nässjö sør i Sverige. Materialet har tidligere vært en del av samarbeidsprosjekt Nordic Cooperation Program mellom Norge, Sverige, Danmark og Island støttet av NordFoU. I prosjektet ble det utført tester for å si noe om overbygningens egenskaper med tanke på elastiske og permanente deformasjoner. Strekningen ble delt opp i 7 delstrekninger, hvor materialet benyttet i denne oppgaven er hentet fra strekning 6. Det viste seg at vegkonstruksjonen i delstrekningen, sammen med materialet fra delstrekning 7, var dårligere enn de andre delstrekningene, og at disse tidligere er utbedret oftere enn resten av vegstrekningen (Christiansen et al., 2010). Noen materialparametere er listet opp i Tabell 6.

Tabell 6 Materialparametere.

Spesifikk densitet	2,707 g/cm ³
Felt-densitet	2,25 g/cm ³
Vanninnhold i felten	1,85 %
Største kornstørrelse	45 mm

Spesifikk densitet ble målt i NTNU/SINTEF Vegteknologisk laboratoriumt. De andre materialparameterne er bestemt av Geir Eriksen (Eriksen, 2008b; c; a) for Vägverket Produktion i forbindelse med NordFoU-prosjektet, fullstendige laboratorierapporter er gitt i Vedlegg 2.

5.1.1 Klassifisering av materialet

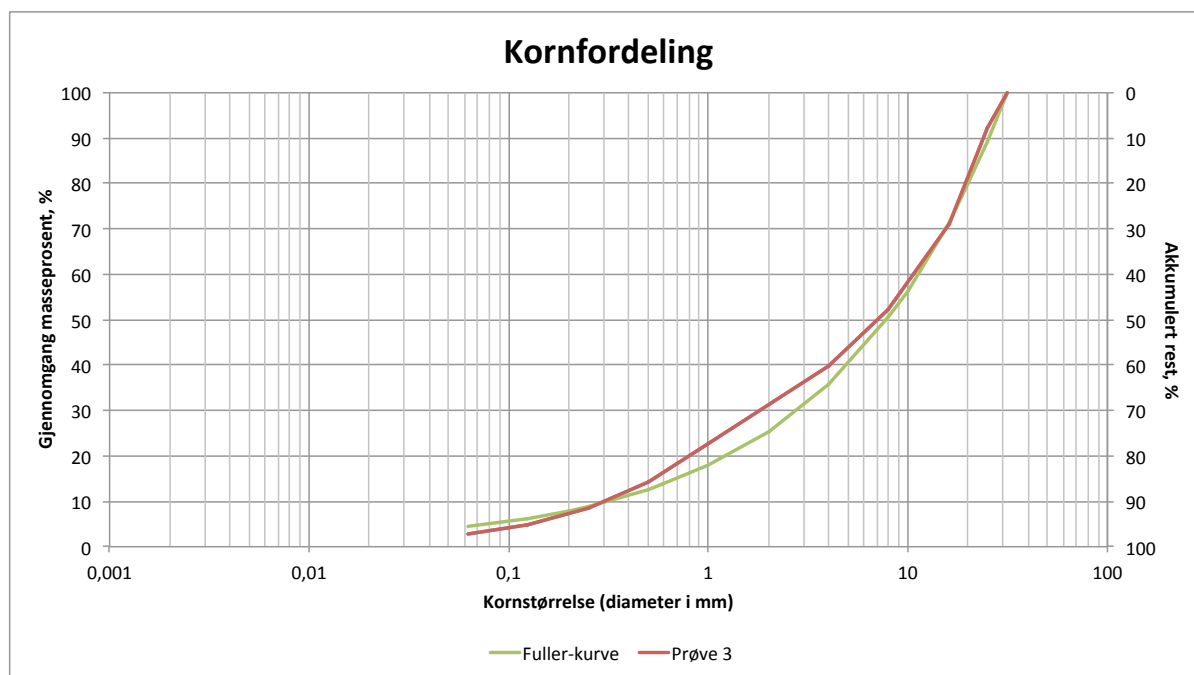
For å klassifisere et materiale ut fra jordtype ser en på kornfordelingen og graderingen til materialet. Kornfordelingen er et mål på størrelsene til kornene i materialet, og ut fra disse størrelsene deles materialene inn i ulike jordtyper. I Tabell 7 gis en oversikt over de forskjellige jordtypene med tilhørende største og minste kornstørrelse. Prinsippene bak et materiales

kornfordeling er beskrevet i avsnitt 3.2.1, det blir derfor ikke gitt noen detaljert forklaring ut over Tabell 7 dette avsnittet.

Tabell 7 Inndeling av jordarter etter kornstørrelse. (Sandven, --a)

Fraksjoner		Kornstørrelser [mm]
Grovinndeling	Fininndeling	
Blokk	-	> 600
Stein	-	600 – 60
Grus	Grovgrus	60 – 20
	Mellomgrus	20 – 6
	Fingrus	6 – 2
Sand	Grovsand	2 – 0,6
	Mellomsand	0,6 – 0,2
	Finsand	0,2 – 0,06
Silt	Grovsilt	0,06 – 0,02
	Mellomsilt	0,02 – 0,006
	Finsilt	0,006 – 0,002
Leire	-	< 0,002

I forskningsprosjektet ble det utført sikteanalyser for å klassifisere materialet. Resultatene av disse er gitt i Vedlegg 2. Materialet hentet fra Nässjö skal i utgangspunktet klassifiseres som en vellgradert sandig grus. For å kontrollere at denne klassifiseringen også passer til materialet benyttet i dette arbeidet er det også her utført sikteanalyser. Det ble bare utført sikteanalyse på prøve 3, da resultatene fra analysen stemte godt med resultatene fra sikteanalysen utført i forskningsprosjektet.



Figur 45 Kornfordeling for bærelagsmateriale fra Nässjö.

I Figur 45 vises både kornfordelingskurven og Fuller-kurven til materialet. De to kurvene følger hverandre forholdsvis godt, selv om det er noen få avvik. Formen til Fuller-kurven representerer et vellgradert materiale. Fordi kornfordelingskurven har samme form som Fuller-kurven kan en ut fra denne anta at materialet er vellgradert.

Tidligere i oppgaven er det beskrevet hvordan materialer kan klassifiseres ved hjelp av graderingen, C_u , til materialet ut fra definerte grenser. Graderingen er beregnet ut fra kornfordelingskurven til å være 33,7 i (18). Denne verdien ligger over grensen for å kunne klassifisere materialet som vellgradert. Resultatet stemmer også godt med resultatene fra sikteanalysen utført i forbindelse med forskningsprosjektet.

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{10,1\text{mm}}{0,3\text{mm}} = \underline{33,7} \quad (18)$$

Fra kornfordelingskurven ser en at kornfraksjonene strekker seg over et område med minste kornfraksjon på 0,063 millimeter og største kornfraksjon på omtrent 31,5 millimeter. Fraksjoner mindre enn 0,063 millimeter defineres som finstoff. Dette materialet må analyseres spesielt for å kunne si noe om fraksjonene, noe som ikke er mulig med det tilgjengelige utstyret. I stedet er dette samlet opp, og målt til å utgjøre omtrent 2,53 % av alt materialet i prøven. Sammenlignes Figur 45 og Tabell 7 ser en at omtrent 70 % av materialet er grus, 27,5 % av materialet er sand og 2,5 % av materialet er silt. Etter klassifiseringssystemet gitt av Sandven (-- a) klassifiseres materialet som en sandig grus. Dette stemmer godt med klassifiseringen utført i forbindelse med NordFoU-prosjektet gitt i Vedlegg 2. Kornfordelingen i Figur 45 er for en prøve som allerede er testet i treaksen. Det vil si at fraksjonene avviker noe fra fraksjonene ute i felten, både fordi de sykliske treaksialtestene kan ha ført til noe nedknusing av materialet og fordi

største kornstørrelse fra felten er tatt ut av prøven. Største og minste kornfraksjon for prøvene og for materialet i felten er gitt i Tabell 8.

Tabell 8 Minste/største kornstørrelse.

	Minste kornstørrelse [mm]	Største kornstørrelse [mm]
Prøver	0	31,5
Felten	0	45,0

Største kornstørrelse er tatt ut av prøven på grunn av absoluttkravet til maksimal kornstørrelse ved komprimering med vibrerende bord og vibrasjonshammer på 31,5 millimeter. Fra Vedlegg 2 ser en at materialet større enn 31,5 millimeter utgjør en relativt liten del av det totale materialet. Dette betyr at forskjellene fra felt til laboratoriet er forholdsvis små, og at resultatene dermed kan sies å være godt representative for materialet ute i felten.

5.2 Prøvespesifikasjoner

5.2.1 Densitet og vanninnhold

Både densitet og vanninnhold har som nevnt tidligere mye å si for om komprimeringen av jordmaterialer blir god eller ikke. Tilsiktet vanninnhold ble satt til å være det samme som for NordFoU-prosjektet. Tilsiktet tørrdensitet ble endret noe i forhold til NordFoU-prosjektet slik at komprimeringen ikke ble den samme. I NordFoU ble feltdensiteten målt til å være 2,25 kg/dm³, tørrdensiteten i dette arbeidet er redusert noe i forhold til målt feltdensitet. Det er dermed mulig å se på om en endring i komprimeringen har noe å si for resultatene av treaksialtestene. Tabell 9 viser en oversikt over prøvene med tilhørende tilsiktet tørrdensitet og vanninnhold.

Tabell 9 Tilsiktet densitet og vanninnhold.

Prøve	Tilsiktet tørrdensitet [kg/dm ³]	Tilsiktet vanninnhold [%]
1	2,1	1,85
2	2,1	1,85
3	2,1	1,85
4	2,1	1,85
5	2,0	1,85
6	2,0	1,85
7	2,0	1,85

5.2.2 Andre Prøvespesifikasjoner

For at det skal være mulig å sammenligne komprimeringen til de syv prøvene er det satt opp en rekke prøvespesifikasjoner utover tilsiktet tørrdensitet og vanninnhold. Fordi samme materiale er testet tidligere i NordFoU-prosjektet er det bestemt at materialet som testes i denne oppgaven skal følge noen av de samme spesifikasjonene som for det tidligere prosjektet. Spesifikasjonene er listet opp i Tabell 10.

Tabell 10 Tilsiktede prøvespesifikasjoner.

	Prøve 1-4	Prøve 5-7
Tørrdensitet [kg/dm³]	2,1	2,0
Volum [dm³]	3,888	4,082
Høyde prøve [mm]	210	230
Høyde pr lag [mm]	44,0	46,0
Masse tørr prøve [kg]	8,165	8,165
Tørrmasse pr lag [kg]	1,633	1,633
Vanninnhold [%]	1,85	1,85
Totalt vanninnhold [kg]	0,151	0,151
Vanninnhold pr lag [kg]	0,0302	0,0302

I første omgang ble det bestemt at den tilsiktede tørrdensitet skulle være noe lavere enn for det tidligere utførte forsøket. Deretter ble volumet til de fire første prøvene bestemt ut fra høyden og diameteren til stålformen som ble benyttet under komprimeringen. Massen til prøven ble til slutt bestemt ved å bruke uttrykket for densitet angitt ved formel (19).

$$\rho = \frac{Masse}{Volum} \quad (19)$$

For å få til effekten av ulik komprimering ble det bestemt at tilsiktet tørrdensitet for prøve 5 til 7 skulle være mindre enn for de andre prøvene. Man ønsket å beholde samme masse på prøven, faktoren som måtte endres for å få en lavere tetthet var dermed volumet til prøvene. Nytt volum ble beregnet ved hjelp av formel (19). Ut fra det beregnede volumet kom en fram til nye høyder på lagene.

5.3 Komprimering

Det er i kapittel 2 redegjort for de ulike komprimeringsmetodene man kan benytte seg av i laboratoriet. Av den grunn blir det ikke redegjort noe mer for fremgangsmåte og egenskaper ved de valgte komprimeringsmetodene. For nærmere beskrivelser av metoder og utstyr se avsnitt 2.2.

5.3.1 Forberedelser

Før en kan komprimere prøvene er det en rekke andre faktorer som må være på plass. Den viktigste delen av forberedelsesprosessen er å klargjøre prøven for komprimering. Dette gjøres ved å sørge for at prøven får de rette spesifikasjonene, slik at komprimeringen blir som ønsket. I Tabell 10 er det gitt en oversikt over tilsiktede prøvespesifikasjoner. Ved klargjøring er det ikke alltid like lett å gi prøvene de eksakt samme spesifikasjonene, dersom de er så nært tilsiktet som mulig godkjennes prøven for komprimering. I Tabell 14 i resultatkapittelet er de faktiske spesifikasjonene listet opp.

Etter at materialet er veid opp i fem like store deler og tilsatt vann må den ligge i en lufttett lukket beholder i minst 24 timer, slik at vannet og materialet blandes godt sammen. Etter 24 timer kan prøven komprimeres og deretter bygges inn i treksen.

5.3.2 Komprimeringsmetode

Som nevnt i avsnitt 2.2 finnes det mange ulike komprimeringsmetoder å benytte seg av ved komprimering i laboratoriet. Det er valgt å komprimere prøvene med to forskjellige komprimeringsmetoder og ulik komprimeringsenergi. Komprimeringsmetodene er vibrasjonsbord og vibrerende hammer. I Tabell 11 er det listet opp ulike spesifikasjoner for de to metodene. I Tabell 12 er prøvene listet opp med tilhørende komprimeringsmetode og -energi.

Tabell 11 Komprimeringsutstyr. (Hoff et al., 2003)

Type	Prinsipp	Produsent	Spesifikasjoner
Vibrasjonsbord	Vibrasjon	AEG VT 360/630 cy	Frekvens: 50 Hz Amplitude: 1,0mm Ekstern vekt: 4,95 kg
Vibrerende hammer	Vibrasjons/støt	Kango 950 X	Total vekt: 35 kg Frekvens: 50 Hz Amplitude 5,0mm

Tabell 12 Komprimeringsmetode og -energi.

Prøve	Metode	Energi	Gjennomsnittlig tid pr lag [sek]
1	Vibrerende hammer	Høy	5
2	Vibrerende hammer	Høy	5
3	Vibrasjonsbord	Middels	36
4	Vibrasjonsbord	Middels	33
5	Vibrasjonsbord	Lav	20
6	Vibrasjonsbord	Lav	4
7	Vibrasjonsbord	Lav	10

Som en ser av Tabell 12 ble to prøver komprimert med høy komprimeringsenergi, to prøver med middels komprimeringsenergi og tre prøver med lav komprimeringsenergi. Graden av komprimering er relativ til hverandre, begge metodene kunne utnyttet høyere eller lavere energi enn det som er benyttet i denne oppgaven. Den vibrerende hammeren som står på NTNU/SINTEF Vegteknologisk laboratorium gir en sterkere komprimering enn det vibrasjonsbordet i det samme laboratoriet gjør. Dette er ikke alltid tilfellet. Det finnes vibrasjonsbord som gir en sterkere komprimering, og vibrerende bord som gir svakere komprimering. Den vibrerende hammeren benyttet i dette arbeidet utnytter høyere energier enn vibrasjonsbordet. Et resultat av dette er at den genererer sinusbølger med større amplituder enn vibrasjonsbordet, noe som gjør at den vibrerende bevegelsen blir større og at komprimeringen blir sterkere.

Hvor sterk komprimeringen er avhenger ikke bare av det valgte utstyret, men også av hvor lenge en velger å komprimere hvert lag. Jo lenger man komprimerer, jo bedre blir materialet pakket sammen. Som en ser av Tabell 12 varierer komprimeringstiden for prøvene, og at det er en sammenheng mellom tilført energi og komprimeringstiden. Prøve 1 og 2 som har den største komprimeringsenergien kommer ut med kortest komprimeringstid per lag. Det er heller ikke mye som skiller komprimeringstiden til prøve 3 og 4. Årsaken til at tiden har gått såpass mye opp fra de to første prøvene er at det er skiftet utstyr og at vibrasjonsbordet komprimerer med mindre energi enn den vibrerende hammeren. Ser en på prøve 5 og 7 er komprimeringstiden redusert igjen i forhold til prøve 3 og 4. En skulle tro at tiden ville økt på grunn av den reduserte energien, men for disse prøvene har en økt høyden på lagene og det kreves dermed ikke like mye for å komprimere hvert lag. Prøve 6 må ses på for seg, da det oppstod problemer med komprimeringen på grunn av feil sammensetning av stålformen.

5.3.3 Modifisert Proctor

Modifisert Proctor ble utført for å kunne sammenligne prøvenes densiteter opp mot maksimal densitet. Testen ble utført i henhold til Statens vegvesen (2005) Håndbok 014 Laboratorieundersøkelser, samt norsk standard NS-EN 13286-2:2010 (CEN, 2010). I dette arbeidet er prøvene komprimert inn i en form med volum på 2 liter, beskrivelse av utstyrsspesifikasjonene er gitt i 2.2.

Det kreves seks forskjellige prøver bestående av omtrent 6 kg materiale hver med maksimal kornstørrelse 19 millimeter for å kunne gjennomføre testen. Som forberedelse før gjennomføring ble materialet siktet, for deretter å bli plassert i varmeskap hvor det sto i omtrent 24 timer og tørket. Da materialet var tørt ble det delt opp i seks deler á 6 kg materiale. Deretter ble hver prøve tilsatt en viss andel vann. Spesifikasjonene for prøvene er gitt i Tabell 13. Resultatene av Modifisert Proctor er gitt i 6.1.

Tabell 13 Prøvespesifikasjoner Modifisert Proctor.

Prøve	1	2	3	4	5
Masse [g]	6000	6000	6000	6000	6000
Vanninnhold [%]	3,5	4,5	5,5	6,5	7,5
Ønsket Vanninnhold [g]	210	270	330	331,1	450
Faktisk Vanninnhold [g]	211,1	270,1	331,1	390,5	456,3

6 RESULTATER

I dette kapittelet gis en oversikt over resultatene fra utført komprimering, Modifisert Proctor og treaksialforsøkene. Det er gitt kommentarer til hvert resultat. Det er i hovedsak fokusert på å gi en beskrivelse av prøveresultatene slik at forutsetningene for hver prøve kommer godt fram. Komprimeringsresultatene er sammenlignet med tilsiktede prøvespesifikasjoner, da forskjellene mellom dem anses som relevante for forståelsen av resultatene fra treaksialtestene.

6.1 Komprimeringsresultater

I dette avsnittet fokuseres det på hvordan de faktiske prøvespesifikasjonene etter komprimering avviker fra de tilsiktede prøvespesifikasjonene, og hva dette kan ha å si for resultatene fra treaksialtestene. Faktiske prøvespesifikasjoner er angitt i Tabell 14, mens tilsiktede prøvespesifikasjoner er gitt i Tabell 10.

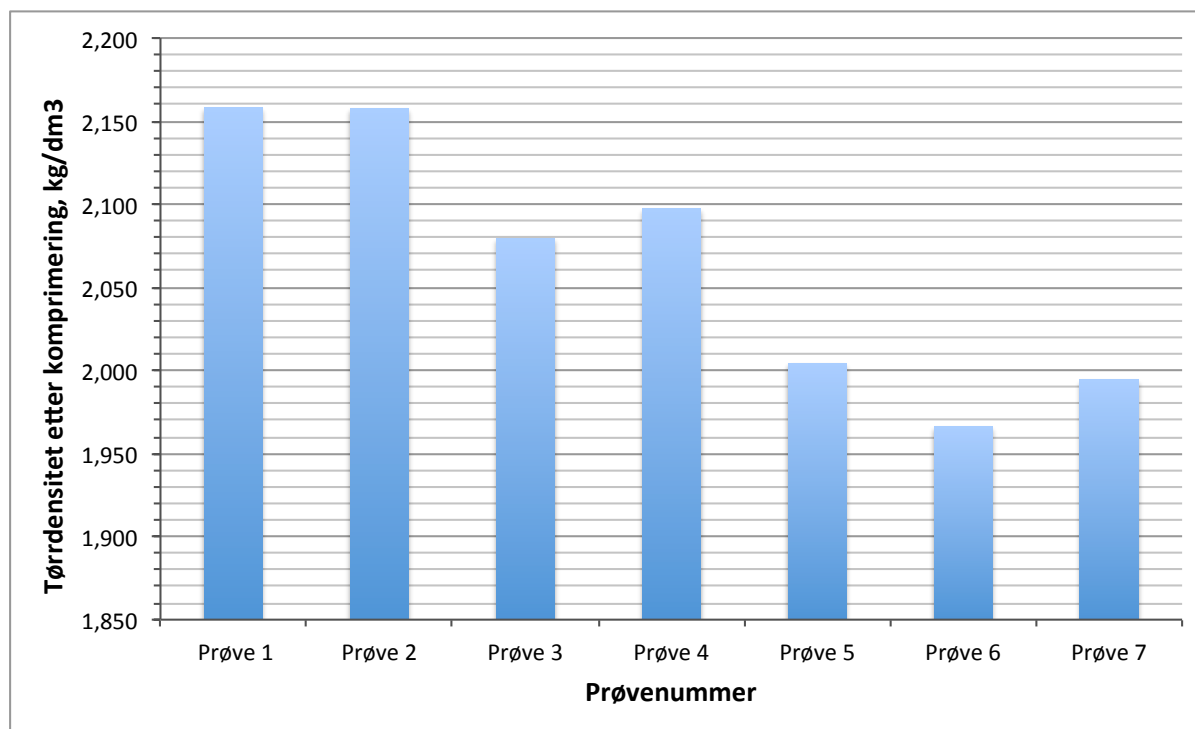
Tabell 14 Faktiske prøvespesifikasjoner.

	Høyde prøve [mm]	Volum [dm ³]	Vanninnhold [kg]	Vanninnhold [%]	Tørrmasse [kg]
Prøve 1	214	3,782	0,1515	1,855	8,165
Prøve 2	214	3,782	0,1515	1,854	8,165
Prøve 3	222	3,923	0,1532	1,876	8,165
Prøve 4	220	3,888	0,1528	1,871	8,165
Prøve 5	230	4,064	0,1517	1,858	8,165
Prøve 6	235	4,153	0,1519	1,860	8,165
Prøve 7	231	4,082	0,1516	1,857	8,165

Sammenlignes Tabell 10 og Tabell 14, ser en at den eneste faktoren som er lik de tilsiktede spesifikasjonene er massen av materialet. Dette kommer av at det er forholdsvis enkelt å få oppmålingen av materialene nøyaktige, mens det ikke alltid er like enkelt å få oppmålingen av vann og høyden på lagene under komprimeringen til å bli like nøyaktig. Når komprimeringen ikke blir like nøyaktig som ønsket fører dette til at den faktiske tørrdensiteten avviker fra tilsiktet tørrdensitet. Som en ser avviker spesielt volumet til prøve 6 mye fra tilsiktet volum. Årsaken er at bunnplaten til stålformen som prøven komprimeres i ikke ble tatt med da formen ble satt sammen. Dette førte til at prøvens første lag fikk en løsere komprimering enn tilsiktet, og at laget derfor ble mye tykkere enn de andre lagene. Under komprimering ble det registrert at prøven oppførte seg noe annerledes enn de andre prøvene, men det var ikke før prøven skulle bygges inn i treaksialutstyret at feilen ble oppdaget. Dette har ingen annen praktisk

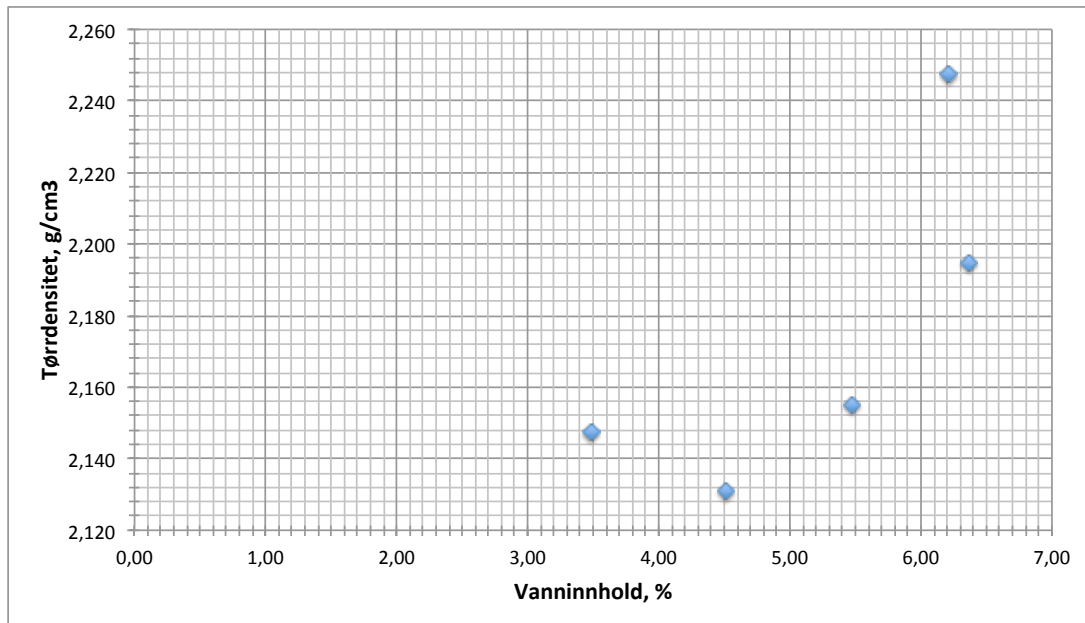
betydning enn at prøven representerer bærelaget med minst tørrdensitet av de syv prøvene i forsøket. Prøven anses fremdeles som en del av forsøket.

I Figur 46 vises oppnådd tørrdensitet etter komprimering for de syv prøvene.



Figur 46 Tørrdensitet etter komprimering.

Alle prøvene avviker i større eller mindre grad fra den tilsiktede tørrdensiteten. Komprimeringen av prøve 1 og 2 viste seg å bli noe hard, mens komprimeringen av prøve 3 og 4 viste seg å være for løs. Likevel passet denne komprimeringen bedre i forhold til tilsiktet tørrdensitet enn komprimeringen av de to første prøvene. Komprimeringen av prøve 5 og 7 gav en tørrdensitet som stemte godt overens med den tilsiktede tørrdensiteten. Prøve 6 har som nevnt over den minste tørrdensiteten av alle prøvene. Alle prøvene er komprimert til et nivå som ligger under den målte felt-densiteten på 2,25 g/dm³.



Figur 47 Proctor-kurve.

Proctor-kurven i Figur 47 viser at maksimal tørrdensitet er 2,248 g/dm³. Denne verdien er på nivå med målt felt-densitet som er 2,250 g/dm³. Tørrdensitetene oppnådd i laboratoriet ligger mellom 2,160 g/dm³ og 1,965 g/dm³, noe som betyr at prøvene i teorien har en del å gå på når det kommer til komprimeringsgrad. For å oppnå så høye densiteter i laboratoriet måtte man mest sannsynlig tilsatt mer vann til prøvene, da det ikke er sikkert det hadde vært mulig å oppnå så høye verdier med det angitte vanninnholdet selv med økt komprimeringsenergi. En annen årsak til at det kan være vanskelig å oppnå densiteter opp mot maksimal tørrdensitet, og som også ble kommentert av Hoff (2010), er at materialet har ligget ute som bærelag til en veg i en årrekke, og kan derfor sies å være komprimert fra alle kjøretøyene som har passert i løpet av disse årene.

6.2 Resultater fra Treksforsøk

Resultatene av treksialforsøkene for alle prøvene er strukturert etter hva de gir av informasjon. Resultatene for prøvene er gitt i Bilag 4 til Bilag 8. Det er valgt å kommentere alle prøvene samlet, og benytte resultatene for prøve 4 som eksempel på typiske prøveresultater. For å få en oversikt over eventuelle spesielle forhold som oppstod for prøvene underveis i testene, gis det en generell beskrivelse av prøvene før presentasjonen av resultatene. Deretter presenteres resultatene for prøvenes elastiske egenskaper og deretter presenteres resultatene for prøvenes permanente deformasjoner.

6.2.1 Beskrivelse av prøvene

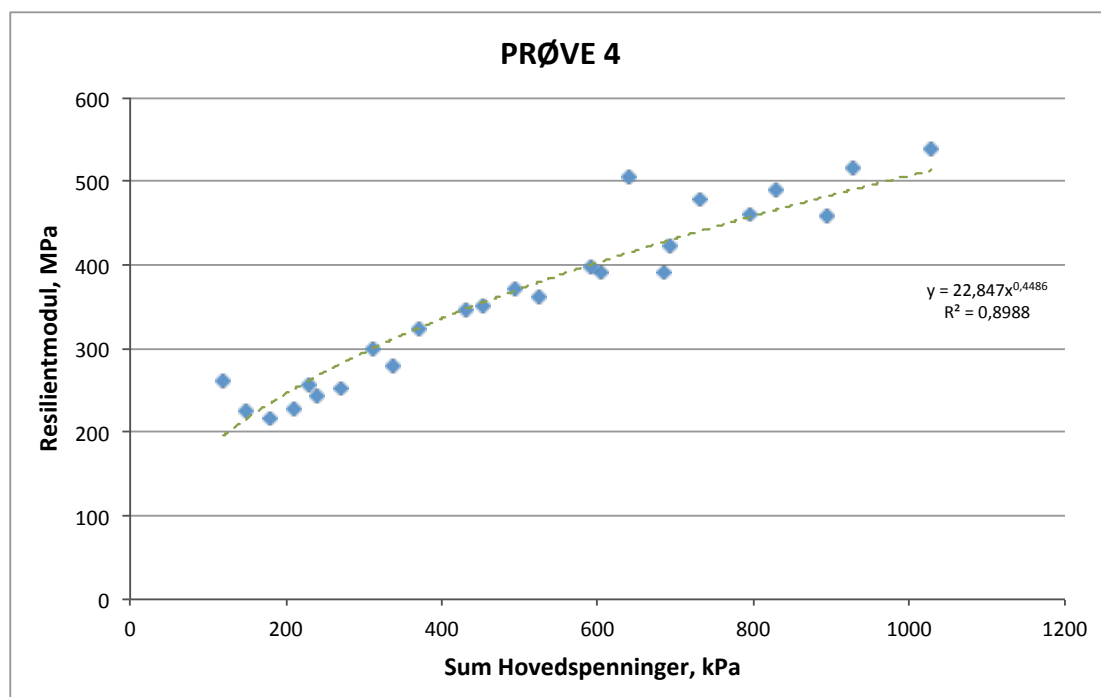
Det er flere forhold som virker inn på prøvene underveis i testene. For å få et bedre grunnlag til å tolke de ulike prøveresultatene gis det derfor en oversikt over disse forholdene før prøveresultatene presenteres.

For prøve 1 og 3 er siste lastsekvens, tilsvarende et celletrykk på 150 kPa, utelatt fra resultatdelen. Årsaken er at vann fra væskekammeret lakk inn i prøvene i løpet av den siste lastsekvensen, noe som resulterte i at de ble svakere og at resultatene for sekvensen dermed ikke er representative i forhold til resultatene for de andre prøvene. For prøve 5 ble det også observert lekkasje inn til prøven, men dette skjedde i løpet av sekvens 1 og 2. Prøven krasjet etter lasttrinn 2 for begge sekvensene. Det er likevel valgt å kommentere resultatene, men de utelates ved sammenligningen av resultatene i diskusjonsdelen i kapittel 7. Prøve 3 oppnådde unormalt høye verdier for resilientmodulen for den første lastsekvensen. Celletrykket for prøven ble derfor justert ned til 12 kPa for lastsekvens 2, og det ble bestemt at lastsekvens 1 skulle tas ut av resultatdelen.

6.2.2 Elastisk oppførsel

Resilientmodulen angis som en funksjon av summerte hovedspenninger for hvert lasttrinn. Trendlinjen i figuren representerer materialets elastiske oppførsel gitt ved k - θ modellen omtalt i avsnitt 4.3. Hvor godt modellen er tilpasset resultatene bestemmes ut fra trendlinjens regresjon, angitt som R^2 . Regresjonen forteller hvor representativ modellen er for den aktuelle prøven. R^2 varierer mellom 0 og 1, hvor en høyere R^2 angir en bedre tilpassning.

Resultatene av prøvenes elastiske oppførsel er gitt i Bilag 4. Prøve 4 er brukt som eksempel på hvordan den elastiske oppførselen skal presenteres, se Figur 48.



Figur 48 Resilientmodul som funksjon av Sum Hovedspenninger.

Resultatene for alle prøvene viser at resilientmodulene ligger innenfor et variasjonsområde på 100 MPa til 700 MPa. Prøve 2, 3 og 7 oppnår de høyeste resilientmodulene, og strekker seg omtrent over hele området. Prøve 1, 4 og 6 oppnår noe lavere resilientmoduler, fra omtrent 200

MPa til 500 MPa. Prøve 5 utgjør et spesielt tilfelle, men likevel oppnår prøven resilientmoduler mellom 100 MPa opp mot 450 MPa. Prøvene viser en tendens til å oppføre seg forholdsvis stivt for de største lastsekvensene, noe som også er forventet ut fra litteraturen.

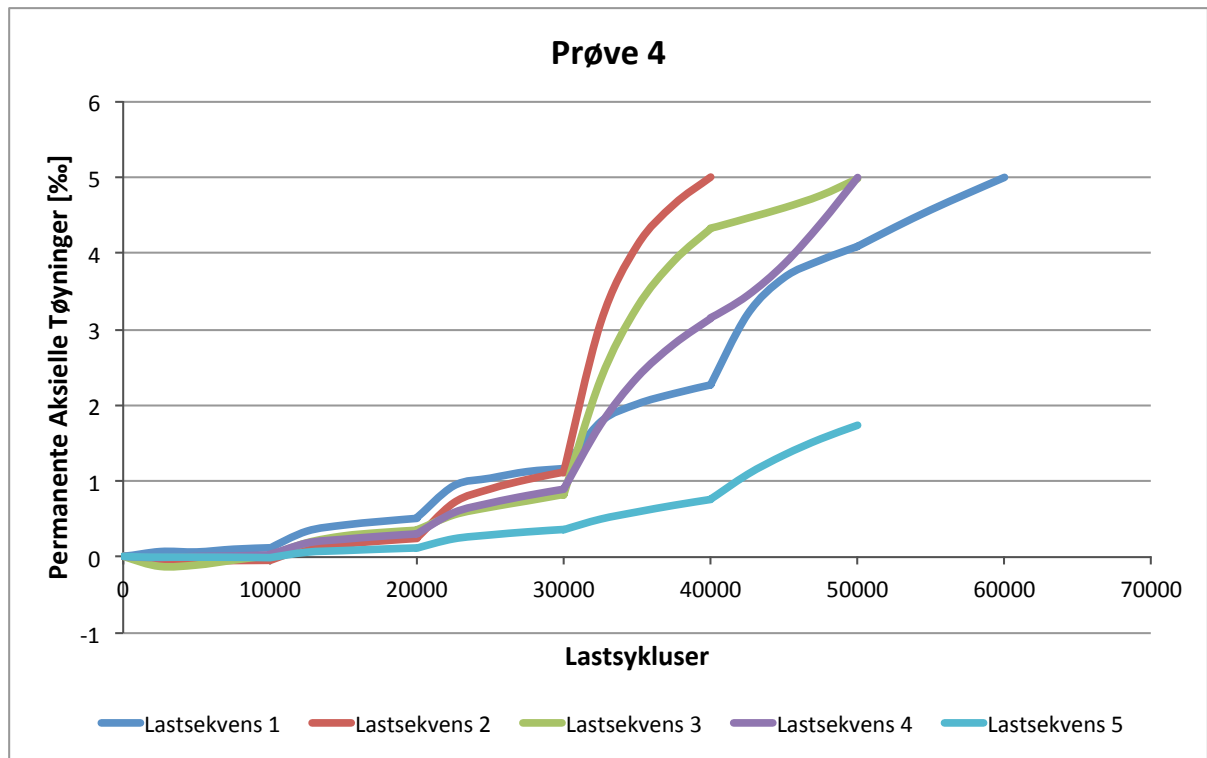
For de fleste prøvene kan en si at $k-\theta$ modellen er en god tilnærming til resultatene. Alle prøvene, sett bort fra prøve 5, har en regresjon over 0,6. Prøve 7 gir den beste tilnærmelsen til modellen med en regresjon på 0,987, mens prøve 5 kommer dårligst ut med en regresjon på 0,0019. Ser en bort fra prøve 5 er det prøve 1 som er minst tilpasset modellen med en regresjon på 0,678.

6.2.3 Permanente deformasjoner

De permanente deformasjonene er et resultat av permanente aksielle tøyninger som oppstår i prøvene under de sykliske treaksialtestene. I dette arbeidet presenteres de permanente deformasjonene på fire måter. Først presenteres de permanente aksielle tøyningene som en funksjon av antall lastsykluser. Deretter som en funksjon av styrkeforholdet mellom deviatorspenningene og middelspenningene i hver prøve. Den tredje måten å presentere resultatene på er som en bruddgrense hvor deviatorspenningene plottes mot middelspenningene som oppstår i prøvene. Den siste måten å presentere resultatene på er ved hjelp av Coulomb-kriteriet beskrevet i 4.4.2. De tre siste metodene baserer seg på bruddgrensen for materialet. Det er viktig å huske på at denne i virkeligheten ikke kan regnes som en statistisk linje, men at overgangen fra elastiske til plastiske deformasjoner skjer gradvis. Dette er kommentert i avsnitt 4.4.

Utviklingen av permanente aksielle tøyninger:

Utviklingen av permanente aksielle tøyninger presenteres som en funksjon av antall lastsykluser for hver lastsekvens. Et eksempel på hvordan en slik fremstilling ser ut er gitt i Figur 49. Figuren viser utviklingen for lastsekvensene påført prøve 4. Utviklingen av permanente aksielle tøyninger for prøvene er gitt i Bilag 5.



Figur 49 Utviklingen av permanente deformasjoner for prøve 4.

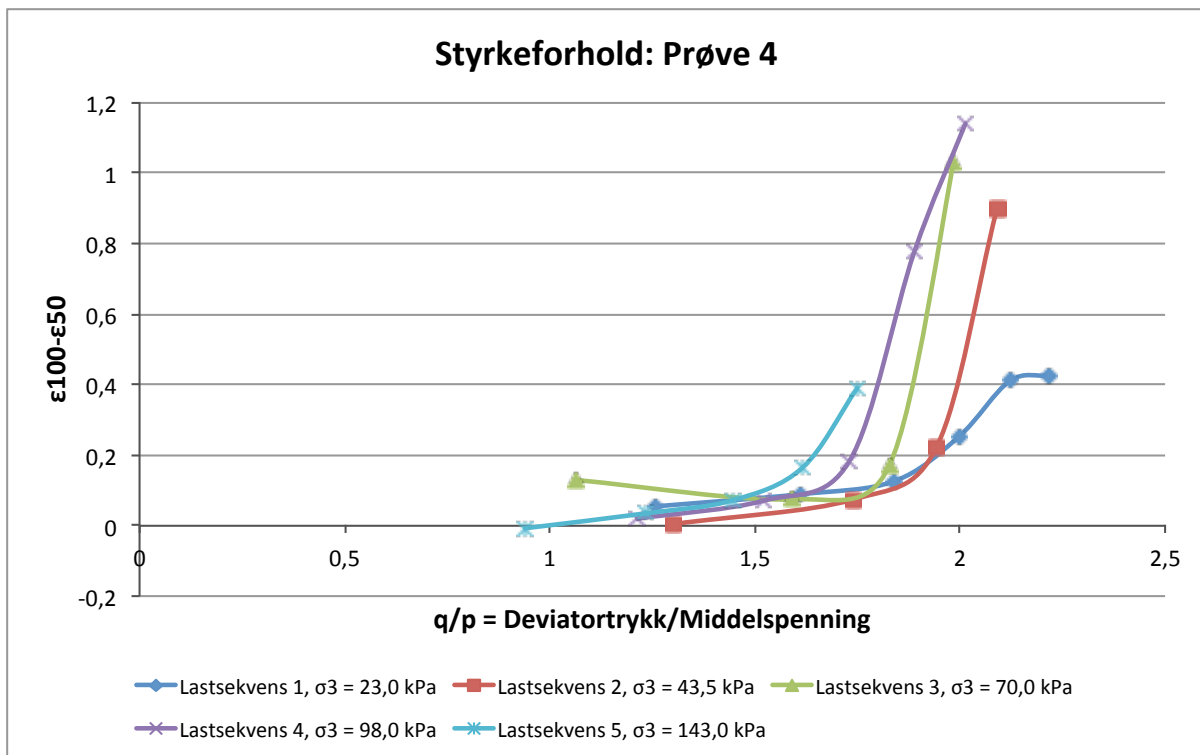
Resultatene for prøvene viser en generell tendens til at det meste av utviklingen av permanente aksielle tøyninger skjer i løpet av de første lastsyklusene for lasttrinnene i en lastsekvens, og at utviklingen avtar etter hvert som lasttrinnet nærmer seg slutten. For noen lasttrinn er det observert en negativ tøyning, dette gjelder for alle prøver bortsett fra prøve 5 og 7. I teorien betyr dette at prøvene utvider seg. For lastsekvensene med negativ tøyning for de første lasttrinnene skyldes dette mest sannsynlig en slik utvidelse. Der det er observert negativ tøyning for en av de siste lastsekvensene er nok dette heller et tegn på at det har skjedd noe feil med målingene for akkurat disse punktene, enn at prøven plutselig har utvidet seg.

Tøyningene for prøve 1 og 2 utvikler seg over grensen på 5 ‰. Disse resultatene skiller seg fra de andre prøvene. For prøve 3, 4 og 6 utvikler tøyningene seg opp mot i overkant av 5 ‰. Prøve 5 oppnår unormalt høye tøyninger for den første lastsekvensen, mens andre lastsekvens oppnår forholdsvis små tøyninger. Med unntak av noen få lastsekvenser viser resultatene at lastsekvensene innenfor én prøve utvikler tøyninger med samme nivå. For de fleste prøvene ser det ut til at de største deformasjonene utvikles i løpet av den første lastsekvensen. Prøve 6 skiller seg noe ut, da det ser ut som at utviklingen av deformasjonene skjer raskere for de siste lastsekvensene enn for de første.

Ser en på resultatene fra prøve 2 ser det ut til at noe har forstyrret prøven under lastsekvens 5. Årsaken kan være den samme som for prøve 1 og 3, at vann lakk inn i prøven i løpet av denne lastsekvensen. For styrkeforholdet, bruddgrensen og Coulomb-kriteriet er denne lastsekvensene utelatt fra resultatene.

Styrkeforhold, deviatorspenninger og middelspenninger:

Styrkeforholdet mellom deviator- og middelspenningene representerer hvordan materialets styrke utvikler seg med økende sidetrykk. Styrkeforholdet plottes mot utviklingen av de permanente aksielle tøyningene for de 5000 siste lastsyklusene for hvert lasttrinn i løpet av en lastsekvens for materialet. Knekkpunktene, der hvor kurvene endrer stigning, angir det punktet hvor prøven går til brudd for hver lastsekvens. Det er ved disse knekkpunktene at de rent permanente deformasjonene starter å utvikle seg. Før knekkpunktet kan en si at tøyningene i hovedsak er elastiske, mens de er plastiske etter knekkpunktene. Et eksempel er gitt i Figur 50, som viser utviklingen for prøve 4. Resultatene for hver prøve er gitt i Bilag 6.



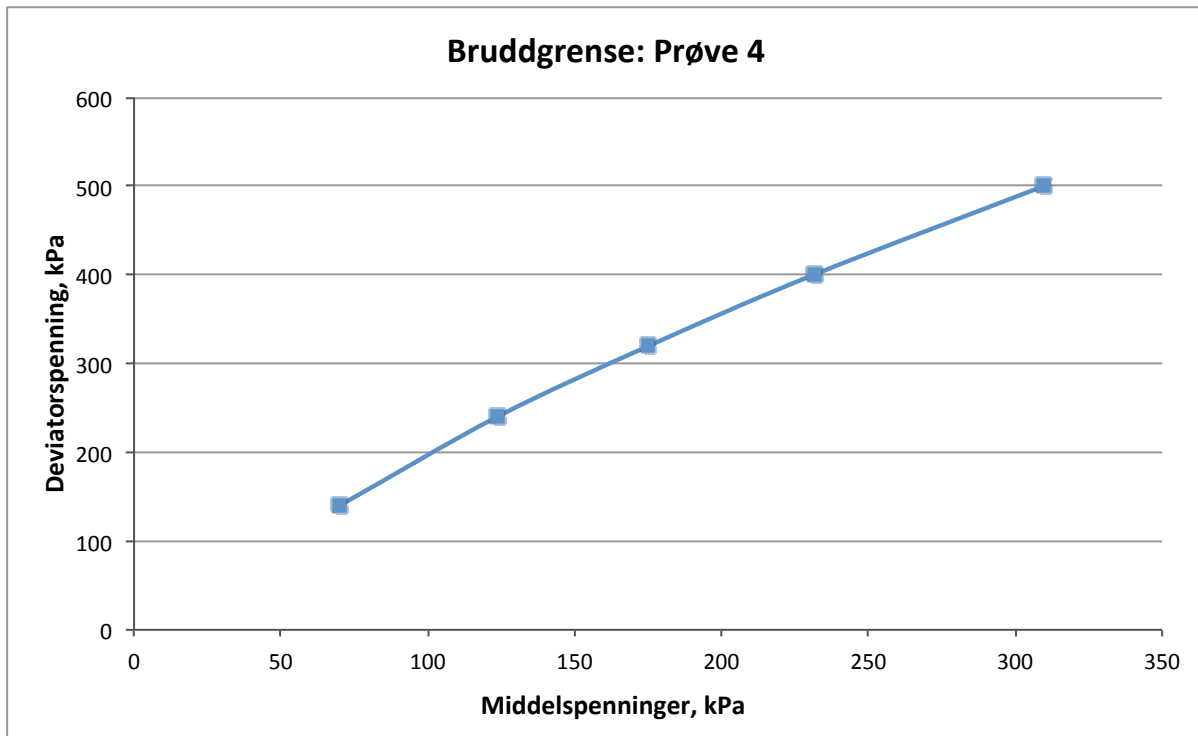
Figur 50 Styrkeforhold prøve 4.

Resultatene viser at styrkeforholdene til prøvene har verdier i området 0,7 til 2. Jo større verdiene for styrkeforholdet er, jo sterkere kan en i teorien si at prøven er. For alle prøvene er styrkeforholdet størst for knekkpunktet til den første lastsekvensen. Etter hvert som sidetrykket øker, reduseres styrkeforholdet i knekkpunktene. For de fleste prøvene er siste lastsekvens den sekvensen med minst styrkeforhold i knekkpunktet. Resultatene viser også at utviklingen av deformasjonene stagnerer etter hvert som sidetrykket øker. Noe som betyr at prøvene tåler høyere deviatorspenninger uten at det oppstår store deformasjoner. Sagt på en annen måte indikerer dette at deformasjonshastigheten reduseres med økt sidetrykk.

Bruddgrense:

Bruddgrensen viser hvordan styrken til prøvene øker uttrykt som endring i deviatorspenninger for økte middelspenninger, og dermed også økt sidetrykk. Grensen dannes av de samme

verdiene for deviator- og middelspenningene som utgjør styrkeforholdet i knekkpunktene i avsnittet over. Figur 51 viser bruddgrensen for prøve 4. Alle bruddgrensene er gitt i Bilag 7.



Figur 51 Bruddgrense prøve 4.

Grensen sier noe om hvor deformasjonene går over fra å være elastiske til å bli plastiske eller permanente, og minner i stor grad om plastisitetsgrensen for Coulomb-kriteriet. Disse to grensene kan i utgangspunktet ikke sammenlignes direkte, men fordi celledrykket utgjør en så stor del av hovedspenningene og dermed også middelspenningene vil de to grensene likevel bli sett i sammenheng med hverandre. Grensene indikerer altså hvor høye spenninger materialet tåler før det går til brudd. Jo høyere grensene er, dess høyere spenninger tåler materialet noe som også betyr at materialets styrke øker i takt med grensene. Det er viktig at grensen ikke forveksles med den geotekniske statiske bruddgrensen, da denne angir en høyere bruddgrense enn det som er mulig å oppnå for dynamiske laster.

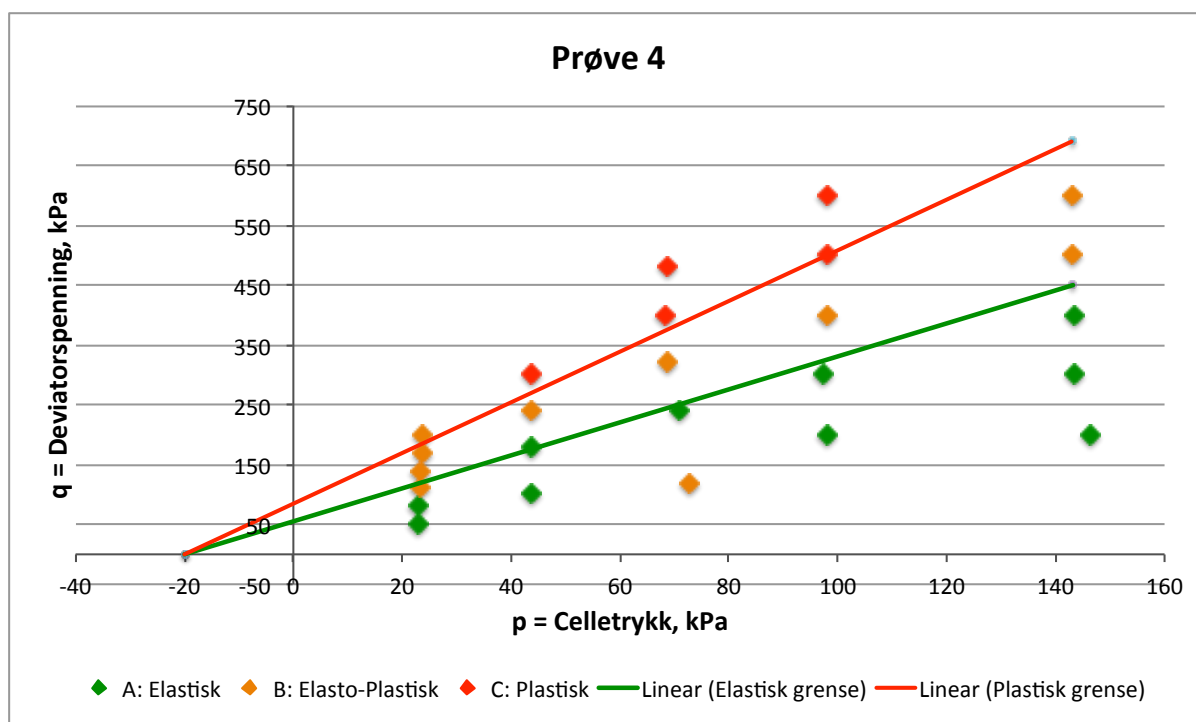
Resultatene viser at styrken varierer en del fra prøve til prøve. Prøve 2, 3 og 4 viser en tendens til å være de sterkeste prøvene, mens prøve 1 og 6 tenderer til å være de svakeste. Prøve 7 ligger omtrent midt mellom de andre prøvene i styrke. Prøvene har grenser med verdier som ligger i området 70 til 500 kPa.

I teorien ønsker man at bruddgrensen skal være lineær, da dette gir den beste tilpasningen til Coulomb-kriteriet. De fleste av prøvene har en liten krumning på kurven som skyldes verdiene for de første lastsekvensene. Krumningen er likevel ikke stor, og bruddgrensene anses derfor å være tilnærmet lineære.

Coulomb-kriteriet:

Prinsippene bak Coulomb-kriteriet er gitt i avsnitt 4.4.2. For hver prøve er deformasjonene for de siste 5000 lastsyklusene i hvert lasttrinn delt inn ut fra grensene gitt i avsnitt 4.4.2. Grensene for elastiske-, elastoplastiske- og permanente deformasjoner er tegnet opp for å kunne si noe om andel permanente deformasjoner i prøven. Flere verdier for attraksjonen ble testet ut for å finne den som passet best til materialet. Til slutt kom en fram til at en attraksjon på 20 kPa gav den beste tilnærmelsen til prøveresultatene.

Figur 52 viser grensene for prøve 4. Resultatene for de andre prøvene er gitt i Bilag 8.



Figur 52 Coulomb-kriteriet, prøve 4.

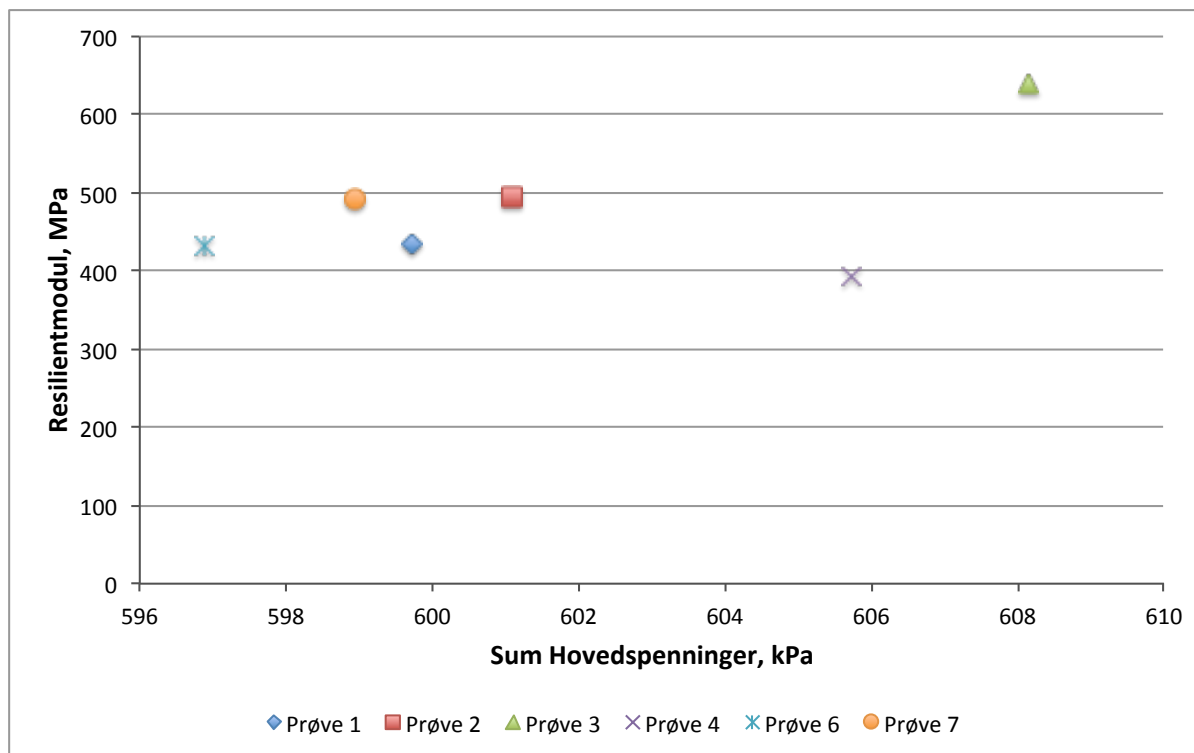
Resultatene viser at prøve 4, 6 og 7 har forholdsvis definerte skiller mellom de tre områdene, mens resultatene for de andre prøvene gir mer utydelige skiller. For prøve 2 og 3 er det elastoplastiske området større enn for de andre prøvene, noe som indikerer at det skal mer til før prøvene utvikler rent plastiske deformasjoner i forhold til de andre prøvene. I prøve 1 og 6 har størst andel av deformasjonene utviklet seg til å bli permanente. Mens deformasjonene i prøve 2, 3 og 4 i størst grad er elastiske. Det vil si at prøve 2, 3 og 4 kan anses å være sterkere enn de resterende prøvene.

7 DISKUSJON

I resultatdelen er det gitt kommentarer til hva resultatene for prøvene viser. I denne delen sammenlignes resultatene fra prøvene med hverandre og det gis forklaringer for hva resultatene har å si i praksis. Det gis også en oversikt over feilkilder og eventuelle effekter disse kan ha på prøveresultatene.

7.1 Elastisk oppførsel

I avsnitt 6.2.2 kommer det fram at prøvene har resilientmoduler som ligger innenfor området 100 til 700 MPa. Når en sammenligner forskjellige prøvers elastiske oppførsel er det vanlig å se på resilientmodulen for middelspenning på 200 kPa, i stedet for å sammenligne alle verdiene. I dette arbeidet ser en på summerte hovedspenninger, θ , i stedet for middelspenninger, og verdien man da sammenligner er $\theta = 600$ kPa. I prøveresultatene er det ikke gitt noen verdier for resilientmodulen for θ nøyaktig lik 600 kPa, det er derfor valgt å benytte seg av de verdiene som ligger nærmest 600 kPa for hver prøve. Resultatene er gitt i Figur 53.



Figur 53 Resilientmodul ved sum hovedspenninger $\theta = 600$ kPa.

Figuren viser at prøvene har forholdsvis like verdier for resilientmodulen, men at prøve 3 og 4 skiller seg noe ut med henholdsvis største og minste verdi for resilientmodulen.

Ut fra resultatene er det ingen klar sammenheng mellom komprimeringsgraden og materialets elastiske oppførsel. Prøve 3 og 4 er komprimert til omtrent samme tørrdensitet, men resilientmodulen for de to prøvene avviker likevel i stor grad fra hverandre og prøvene ender opp i hver sin ende av skalaen. I utgangspunktet skulle en også tro at prøve 1 og 2 ville oppnå de høyeste resilientmodulene fordi disse ble komprimert til de høyeste tørrdensitetene. Dette var altså ikke tilfellet. I stedet oppnådde de omtrent samme resilientmoduler som prøve 6 og 7 som ble komprimert til de laveste tørrdensiteten. I første omgang ser det ut til at komprimeringsgraden ikke har stor innvirkning på prøvenes elastiske oppførsel.

7.1.1 Prøvenes lastfordelende evne

Betydningen av prøvenes stivhet, og dermed også komprimeringsgrad, kommer godt frem ved å se på prøvenes lastfordelende evne. Den lastfordelende evnen til et materiale representeres av lastfordelingskoeffisienten a . Denne er beregnet ved hjelp av formel (20) gitt i Håndbok 018 Vegbygging (Statens vegvesen, 2011).

$$a = 0,17^3 \sqrt[3]{E_{600}} \quad (20)$$

Lastfordelingskoeffisienten avhenger i utgangspunktet av resilientmodulen for middelspenning på 200 kPa, dette tilsvarer resilientmodulen for summerte hovedspenninger lik 600 kPa. Fordi det i dette arbeidet er valgt å se på hovedspenninger i stedet for middelspenninger er resilientmodulen tilpasset hovedspenningene. Lastfordelingskoeffisienten avhenger altså av hovedspenningene, noe som kommer til syne for verdiene av lastfordelingskoeffisientene. Lastfordelingskoeffisientene for prøvene er gitt i Tabell 15. Med bakgrunn i Figur 53 er det ikke uventet at prøve 3 ender opp med høyest verdi for lastfordelingskoeffisienten, og at prøve 4 ender opp med lavest verdi.

Tabell 15 Lastfordelingskoeffisienter.

Prøve	Lastfordelingskoeffisient, a
1	1,289
2	1,344
3	1,465
4	1,244
6	1,284
7	1,342

I Håndbok 018 Vegbygging er det i figur 512.1 *Lastfordelingskoeffisienter, a* gitt krav til de ulike overbygningsslagenes lastfordelende evne avhengig av type materiale. Materialet benyttet i dette arbeidet er i utgangspunktet en sandig grus, noe som ikke benyttes som bærelagsmateriale i nye

norske veger. Sandig grus er gitt som forsterkningslagsmateriale. For forsterkningslagsmaterialene er det ikke gitt like strenge krav til den lastfordelende evnen som for materialene lenger opp i konstruksjonen. En sammenligning med disse vil dermed ikke være hensiktsmessig. Det er derfor valgt å sammenligne med lastfordelingskoeffisienten for knust grus og forkilt puk, da disse materialene ligner mest på det testede materialet. Både knust grus og forkilt puk skal ha en $a = 1,25$ ved bygging av nye veger. Sammenlignet med denne verdien tilfredsstillende alle prøvene kravene gitt i håndboken med god margin.

Fordi differansen mellom kravet og de beregnede verdiene er så betydelig kan dette ha mye å si for endring av bygge-praksis. Dette gjelder spesielt for prøve 3 og 7. Resultatene viser at prøvenes lastfordelende evne er så god i forhold til kravet, at en kunne redusert tykkelsen på asfaltdekket noe og likevel opprettholdt konstruksjonens stivhet og lastfordelende evne. Et resultat av dette ville igjen vært lavere investeringskostnader, og dermed også en mer økonomisk lønnsom konstruksjon. I resultatdelen er det kommentert at prøvene har forholdsvis høye verdier for resilientmodulen for de siste lastsekvensene. Dette betyr at prøvene er forholdsvis stive for disse lastsekvensene, og at dette kan være noe av årsaken til den observerte lastfordelende evnen.

Sammenhengen mellom komprimeringsgraden og materialets elastiske oppførsel blir altså ikke klarere ved å se på materialenes lastfordelende evne. I utgangspunktet var dette ventet, da lastfordelingskoeffisienten er en funksjon av resilientmodulen. Likevel er det klart at materialets lastfordelende evne avhenger av materialets stivhet, og at komprimeringen på den måten virker positivt inn på ubundne granulære materials elastiske oppførsel.

7.1.2 Generelle observasjoner

Resultatene av prøvene avhenger av flere faktorer. Ut fra resultatene kan en ikke trekke en direkte sammenheng mellom prøvenes elastiske stivhet og komprimeringsgraden. En av årsakene til dette kan være at noen av de andre faktorene beskrevet i avsnitt 4.3 spiller mer inn på den elastiske oppførselen enn selve komprimeringsgraden. En annen forklaring kan være at komprimeringsgraden får mer å si dersom den endres i takt med de andre faktorene, som for eksempel vanninnhold og materialparametere.

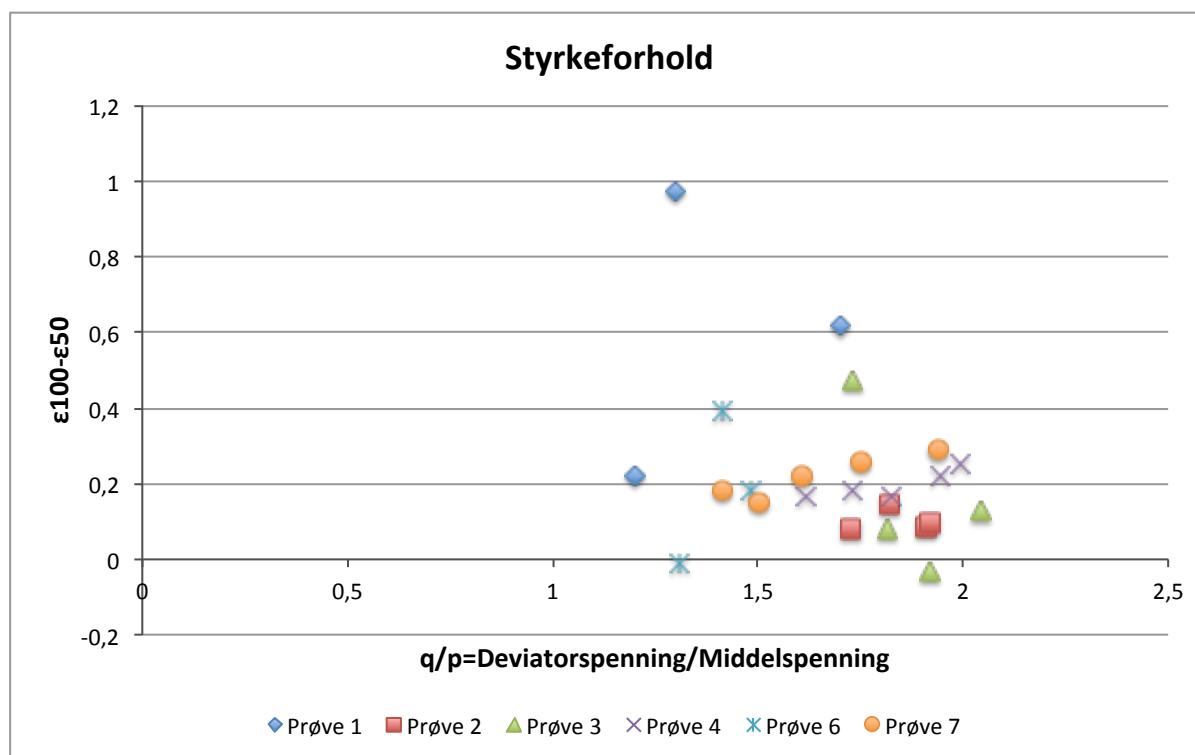
En mulig årsak til at prøve 1 og 2 ikke oppnår bedre resultater for resilientmodulen kan være at måleområdet for disse prøvene var stilt inn på å måle hele prøven på 300 millimeter, i stedet for 100 millimeter midt på prøven. Dette førte til at resilientmodulene måtte nedskaleres med en faktor på tre for å simulere måleområdet på 100 millimeter. Dersom måleområdet hadde vært stilt inn rett i utgangspunktet, kunne resultatene for disse prøvene endt opp med å bli noe annerledes. Dette forklarer likevel ikke hvorfor prøve 7 kom ut med bedre resultater enn prøve 4 som har høyere verdi for tørrdensiteten. Eller at prøve 6 som er komprimert til den laveste tørrdensiteten oppnår det samme nivået som de andre prøvene. For prøve 3 ble første lastsekvens tatt ut av resultatene, da prøven oppnådde unormalt høye verdier for resilientmodulen for denne lastsekvensen. I stedet ble neste lastsekvens justert ned til et celledrykk på 12 kPa før prøven kunne fortsette testen. Dette kan forklare hvorfor prøven endte opp som den stiveste prøven for summerte hovedspenninger lik 600 kPa.

7.2 Permanente deformasjoner

Prøvene skiller seg i liten grad fra den forventede oppførselen ved utviklingen av de permanente deformasjonene. Det er forventet at det meste av tøyningene innenfor ett lasttrinn skjer i begynnelsen av lasttrinnet, og at de største deformasjonene oppstår for de første lastsekvensene. Begge disse to forutsetningene gjelder også for prøvene i dette arbeidet. Prøve 1 og 2 skiller seg noe ut med tanke på tøyingsnivået. Årsakene til dette er som beskrevet i avsnitt 7.1, en feil i oppsettet som gjorde at tøyningene for hele prøven ble målt i stedet for tøyningene på midten av prøven. Tøyningene for hele prøven ble stoppet på 5 ‰, noe som tilsvarer tre ganger så store tøyninger på midten av prøven og tøyninger helt opp i 15 ‰.

7.2.1 Styrkeforhold

Styrkeforholdet er en måte å uttrykke materialets styrke på. Det er derfor forventet at forholdet øker med materialets økende styrke. For å sammenligne prøvene opp mot hverandre er knekkpunktene for hver prøve illustrert i Figur 54. Knekkpunktene representerer materialets overgang fra å utvikle elastiske til permanente deformasjoner. Det er store forskjeller på et materiale med styrkeforhold i nærheten av 1,5 og et materiale med styrkeforhold i nærheten av 2.



Figur 54 Sammenstilling av styrkeforhold for prøvene.

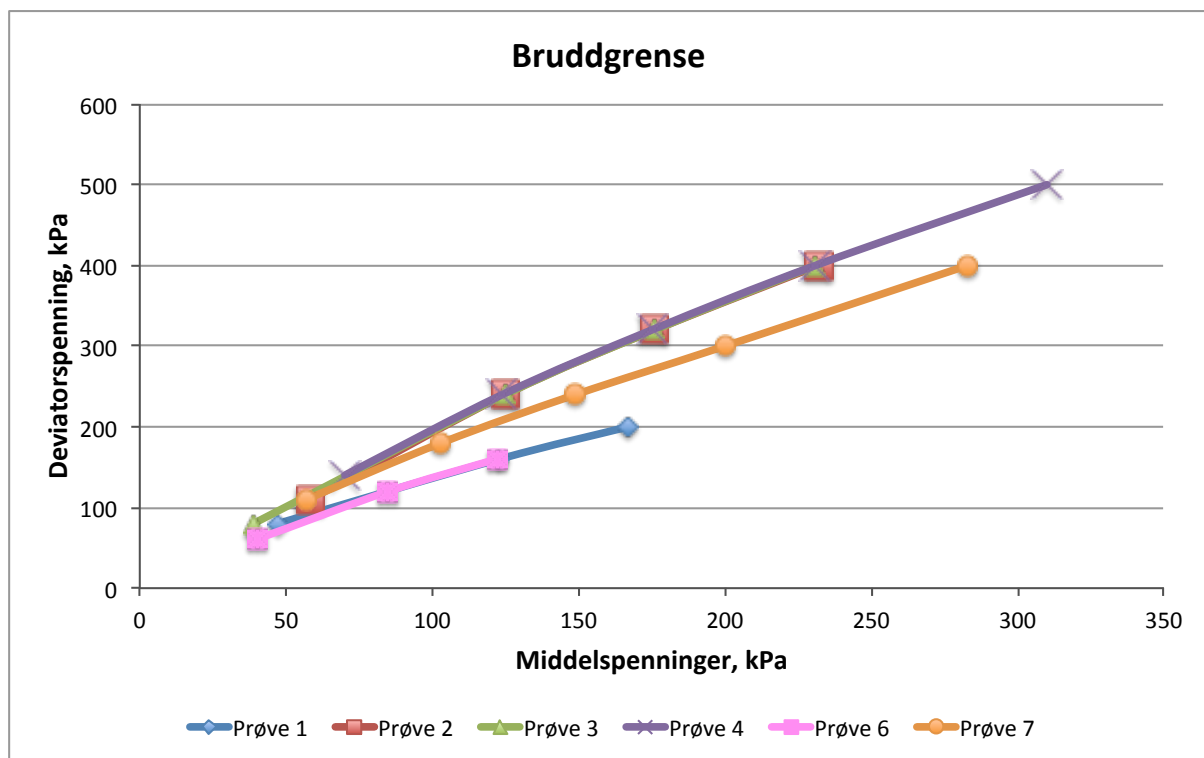
Figuren viser at prøve 2 og 3 samlet sett har høyere verdier for styrkeforholdet i knekkpunktene enn de andre prøvene. Både prøve 4 og 7 har verdier i samme størrelsesorden, men verdiene for disse prøvene er noe mer spredt enn verdiene for prøve 2 og 3. Prøve 1 og 6 har de laveste verdiene for styrkeforholdet.

Figuren viser også at styrkeforholdet reduseres etter hvert som celletrykket øker for hver prøve. Dette er motsatt av det en skulle forvente ut fra litteraturen som sier at styrken til materialene øker for økt celletrykk. Noe som igjen skyldes at prøven tåler høyere og høyere deviatorspenninger før deformasjonene starter å utvikle seg. Årsaken til at styrkeforholdet reduseres skyldes trolig ikke at prøven blir svakere for økt celletrykk, men heller at styrkeøkningen ikke er proporsjonal med økningen av celletrykket. Det vil si at økningen i deviatorspenningene som prøven tåler uten at det oppstår deformasjoner, ikke øker proporsjonalt med økningen i celletrykket. Dermed er heller ikke denne økningen proporsjonal med økningen i middelspenningene. For Coulomb-kriteriet er dette tatt høyde for ved å anta at materialet utsettes for en forspenning i form av materialets attraksjon.

Ved å se på styrkeforholdet ser en at prøvene med høyest tørrdensitet tenderer til også å ha høyest verdi for styrkeforholdene. Det er derimot vanskelig å si noe om hvilke prøver som er sterkeste og svakeste. På grunn av dette kan en ikke si med sikkerhet at det er komprimeringen som har ført til at prøvenes styrke fordeler seg som i Figur 54. Styrkeforholdet gir derfor ingen klar sammenheng mellom komprimeringen og materialenes motstand mot permanente deformasjoner.

7.2.2 Bruddgrensen

Fra resultatdelen ble det konstatert at prøve 2, 3 og 4 har en bruddgrense som dannes av høyere verdier for deviatorspenningene, og at disse derfor kan anses for å være de sterkeste prøvene. Plasseres bruddgrensene for alle prøvene sammen i et diagram ser en at dette stemmer godt, se Figur 55.



Figur 55 Sammenstilling av bruddgrensene for prøvene.

Forskjellene i styrke mellom prøvene kommer bedre fram ved å framstille prøvene på denne måten enn ved å se på styrkeforholdet alene, da prøvenes bruddgrenser er mer adskilt fra hverandre enn styrkeforholdene til prøvene. Fra Figur 55 ser en at bruddgrensen ligger betraktelig høyere for prøve 2, 3 og 4 enn den gjør for prøve 1, 6 og 7. Det betyr at prøve 2, 3 og 4 tåler høyere deviatorspenninger før deformasjonene utvikler seg fra elastiske til permanente i forhold til de tre andre prøvene. Dette indikerer igjen at prøve 2, 3 og 4 har større motstand mot permanente deformasjoner enn prøve 1, 6 og 7. Bruddgrensen til prøve 7 ligger omtrent midt mellom bruddgrensene for de andre prøvene. I forhold til de andre prøvene kan denne prøven anses å ha en middels god motstand mot permanente deformasjoner.

Som for styrkeforholdet er det vanskelig å trekke en klar sammenheng mellom prøvenes styrke og komprimering. På grunn av den mer definerte bruddgrensen ser en at prøvene med høyest tørrdensitet også er de sterkeste prøvene. En ser klart at prøve 2, 3 og 4 har høyere bruddgrenser enn prøve 6 og 7. Dette kan være en indikasjon på at noe av forklaringen på de ulike styrkenivåene ligger i tørrdensiteten og dermed prøvenes komprimering. Dette er sett bort fra prøve 1 som i utgangspunktet er komprimert til å ha den største tørrdensiteten. Tar en med prøve 1 i betraktningen kan det se ut til at det er andre faktorer som har mer å si for styrken enn komprimeringsgraden. En forklaring av mulige årsaker til denne utviklingen er gitt i avsnitt 7.2.3.

7.2.3 Coulomb-kriteriet

I resultatdelen ble det konstatert at prøve 2, 3 og 4 kan anses å være sterkere enn de tre andre prøvene. Den samme observasjonen ble gjort med utgangspunkt i styrkeforholdet og bruddgrensen, men forskjellene i styrke er vanskelig å se ut fra disse to metodene. I tillegg antar de to andre metodene at utviklingen av permanente deformasjoner oppstår plutselig. Dette er i virkeligheten ikke tilfelle. Som vi vet fra tidligere skjer utviklingen gradvis, og denne gradvise utviklingen kommer godt fram ved å se på Coulomb-kriteriet for prøvene.

For å vurdere prøvene opp mot hverandre ser en på friksjonsvinkelen Φ , mobilisert friksjonsvinkel ρ og den mobiliserte skjærfriksjonen S_m . Den mobiliserte skjærfriksjonen er forholdet mellom mobilisert friksjonsvinkel og friksjonsvinkelen. Materialet oppfører seg sterkere for større friksjonsvinkel og jo større forskjellene mellom friksjonsvinkelen og mobilisert friksjonsvinkel er. Ser en på disse faktorene kommer forskjellene mellom prøvene bedre fram. Disse er gitt i Tabell 16.

Tabell 16 Mobilisert friksjonsvinkel, friksjonsvinkel og mobilisert skjærfriksjon.

Prøve	Tørrdens [kg/dm ³]	sin ρ	sin Φ	S_m
1	2,158	0,3419	0,4721	0,7242
2	2,157	0,6394	0,7301	0,8757
3	2,079	0,5136	0,6715	0,7648
4	2,097	0,5796	0,6792	0,8533
5	2,004	0,5784	0,6770	0,8544
6	1,966	0,3477	0,4941	0,7036
7	1,995	0,4932	0,5964	0,8269

Ser en bort fra prøve 1 viser Tabell 16 at prøve 2, som har den høyeste tørrdensiteten, har de høyeste grensene for elastiske og permanente deformasjoner. Noe som betyr at denne prøven også har størst motstand mot permanente deformasjoner. Rangeres grensene fra høyest til lavest ser en at denne rangeringen følger tørrdensiteten fra høyest til lavest, se Tabell 17. En må da se bort fra prøve 1 som også har høyest tørrdensitet, men som har minst motstand mot permanente deformasjoner.

Tabell 17 Rangering av prøvene etter størrelsen på grensene.

Prøve	Tørrdens [kg/dm ³]	sin ρ	sin Φ	Sm
2	2,157	0,6394	0,7301	0,8757
4	2,097	0,5796	0,6792	0,8533
3	2,079	0,5136	0,6715	0,7648
7	1,995	0,4932	0,5964	0,8269
6	1,966	0,3477	0,4941	0,7036
1	2,158	0,3419	0,4721	0,7242

Ut fra denne rangeringen kan det lettere trekkes en sammenheng mellom prøvenes styrke i form av motstand mot permanente deformasjoner, og komprimeringen til materialene. Ettersom en ser at prøvene med størst motstand mot permanente deformasjoner også har de høyeste tørrdensitetene. Prøve 1 er unntaket som gjør at en ikke kan si at denne sammenhengen alltid gjelder. For denne prøven ser det ut som at det er noen andre faktorer som har spilt inn på prøvens egenskaper, og derfor ført til at prøvens motstand mot permanente deformasjoner er redusert. Det ser ut til at det er utviklingen av tøyningene langt over grensen på 5 ‰ som kan være en av hovedårsakene til at prøvens styrke er redusert i forhold til de andre. Den samme effekten er ikke registrert for prøve 2, men samtidig utviklet ikke disse tøyningene seg til å bli like store som for prøve 1. Det er grunn til å tro at prøve 1 ville fått større motstand mot permanente deformasjoner dersom tøyningene i utgangspunktet hadde vært riktige.

7.3 Virkninger for praksis

Diskusjonen gitt tidligere i dette kapittelet viser en tendens til at materialenes styrke påvirkes av komprimeringsgraden. I praksis kan dette ha en del å si for hvordan dimensjonering og bygging av det norske vegsystemet endrer seg i framtiden. Dersom det er slik at den observerte effekten i dette arbeidet stemmer, kan et større fokus på komprimeringen i byggeprosessen føre til at konstruksjonen forsterkes og at en dermed kan klare seg med tynnere vegdekker.

Denne effekten gjelder også for materialenes elastiske egenskaper, da det er denne som sier noe om overbygningslagenes lastfordelende evner. Selv om en ikke kunne se noen klar sammenheng mellom materialenes stivhet og komprimeringsgrad, ble det observert at materialenes stivhet for de siste lastsekvensene var forholdsvis høy og prøvenes lastfordelende evner like vel var

bedre enn kravene for en nybygd vei. Dette til tross for at materialene har ligget ute på vegen i omkring 20 år.

Klarer en å kartlegge eksakt hvordan egenskapene til materialene responderer til faktorer som blant annet komprimeringen kan dette utgjøre en stor forskjell i hvordan veger bygges i dag og hvordan de bygges i fremtiden. Forhåpentligvis vil en slik kunnskap føre til både mer levedyktige og mer økonomisk lønnsomme veger.

7.4 Feilkilder

Det er en rekke både kjente og ukjente faktorer som kan virke inn på resultatene av treksialtestene i dette arbeidet. Ved gjennomførelsen av laboratorieforsøk kan disse feilkildene føre til at resultatene blir noe helt annet, enn om de hadde vært eliminert. Feilkildene kan knyttes til menneskelige faktorer, men også til faktorer en ikke kan gjøre så mye med som for eksempel egenskaper knyttet til materialene. Som for eksempel svake materialer som følge av lang fartstid ute i felten.

I dette arbeidet knyttes de menneskelige faktorene til forberedelsen av prøvene, selve komprimeringen og oppsett for treksialutstyret. Feilkilder i forbindelse med forberedelse av prøvene kan knyttes til blant annet:

- Oppveing av materialet
- Vanninnhold
- Oppbevaring av materialet i tilsynelatende lufttett beholder

Feilkilder i forbindelse med komprimeringen:

- Avlesing av høydene på lagene
- For lang komprimering slik at prøvene blir for tett pakket
- Feil sammensetting av stålformen
- Avlesingsfeil i forbindelse med veing av prøven etter komprimering

Feilkilder i forbindelse med treksialutstyret:

- Hull i latex membranen
- Vannlekkasje inn i prøven
- Innstilling av måleområdet
- Oppsett i dataprogrammet

Tre av disse skiller seg ut som klare feilkilder i dette arbeidet Den første er feil sammensetting av stålformen før komprimering. I forbindelse med prøve 6 ble bunnplaten glemt, noe som førte til at prøven fikk en løsere komprimering enn først antatt. Betydningen av dette er ingen annen enn at prøven endte opp som den løsest komprimerte prøven i forsøket. Den andre er vannlekkasje inn i prøven under treksialtestingen. Dette førte til at siste lastsekvens for prøve 1,2 og 3 måtte tas ut av resultatene, og at prøve 5 måtte utelukkes helt. En av de klareste feilene som oppstod i dette arbeidet var i forbindelse testene for de to første prøvene. Som kjent ble måleområdet stilt inn feil slik at prøvene fikk en tøyning på 15 % i stedet for 5 %. Dette er kommentert tidligere i oppgaven.

8 KONKLUSJON

I utgangspunktet er det forventet at komprimeringen ikke skal føre til store forskjeller i prøvenes stivhet, men at komprimeringen heller skal gi utslag i prøvenes styrke. Ut fra diskusjonen ser en at denne antagelsen stemmer ganske godt. Det viser seg at det ikke er store forskjeller i stivheten til prøvene. Og at det derfor ikke kan konkluderes med at det er komprimeringen som gir de store utslagene på ubundne granulære materialers stivhet.

For de permanente deformasjonene oppførte prøvene seg noe annerledes. Både fra styrkeforholdet, bruddgrensen og Coulomb-kriteriet ser en at de sterkeste prøvene også er de med høyest tørrdensitet. Unntaket er som nevnt tidligere prøve 1 som i utgangspunktet har den høyeste tørrdensiteten, men som ender opp med minst motstand mot permanente deformasjoner. I diskusjonen er det antatt at dette kan komme av de unormalt store tøyningene, og at prøven ville fått andre resultater dersom tøyningene stoppet opp ved grensen på 5 %. Stemmer denne antagelsen kan en ut fra de gitte forutsetningene i dette arbeidet si at det er en sammenheng mellom materialenes styrke og utført komprimering.

Fra forutsetningene gitt i dette arbeidet, med laboratorieforsøk utført på 7 prøver av samme materiale, konkluderes det til slutt med at komprimeringen har større effekt på materialenes styrke enn på materialenes stivhet.

9 VIDERE ARBEID

Temaet for dette arbeidet er høyst aktuelt for utviklingen av både norske og utenlandske vegsystem. Finner en ut hvordan faktorer som blant annet komprimering faktisk virker inn på materialeegenskapene kan en i fremtiden ser for seg et noe annerledes dimensjoneringsystem enn det man har i dag, hvor materialenes egenskaper utnyttes fullt ut.

I dette arbeidet ble komprimeringens effekt på ubundne granulære materialers styrke og stivhet testet ut på 7 prøver. Hvor en kom fram til at komprimeringen i størst grad virker inn på styrken til materialene. Videre arbeid i forhold til dette kan være å se på om effekten endrer seg dersom det utføres enda flere laboratorieforsøk, eller om sammenhengene en så i dette arbeidet blir enda klarere. Det kunne også være interessant å se på hvordan, og om, effekten av komprimeringen endrer seg i takt med endring i andre faktorer som for eksempel vanninnhold. For å få bedre kunnskap om hvordan komprimeringen virker inn på ubundne granulære materialer bør det utføres tester med ulike materialtyper for å se om effekten varierer fra materiale til materiale, eller om det er mulig å gi en generell beskrivelse av effekten.

Temaet er som en ser på ingen måte oppbrukt. Det er mange interessante problemstillinger å ta fatt på med tanke på å øke kunnskapsnivået om hvordan en kan utnytte ubundne granulære materialers egenskaper til å bygge mer levedyktige og økonomisk lønnsomme veger i fremtiden.

10 REFERANSER

- ALLEN, J. 1973. *The effect of non-constant lateral pressure of the resilient response of granular materials*. PhD, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- BARKSDALE, R. D. Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. Proceeding of 3rd International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements., 1972 London.
- BOYCE, J. R., BROWN, S. F. & PELL, P. S. 1976. The resilient behaviour of a granular material under repeated loading. *8th ARRB Conference*. Australian Road Research Board.
- BROWN, S. F. & HYDE, A. F. L. 1975. Significance of cyclic confining stress in repeated-load triaxial testing of granular material. Washington D. C.: Transportation Reserach Board.
- BROWN, S. F. & PELL, P. S. An experimental investigation of the stresses, strains and deflections in a layered pavement structure subjected to dynamic loads. . Proceedings of the 2nd International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements., 1967 Ann Arbor, USA.
- CEN 2003a. NS-EN 13286-4. Mekanisk stabiliserte og hydraulisk stabiliserte masser. Del 4: Prøvmingsmetode for laboratoriebestemmelse av referansedensitet og vanninnhold. Vibrohammer.: Standard Norge.
- CEN 2003b. NS-EN 13286-5:2003. Mekanisk og hydraulisk stabiliserte masser. Del 5: Prøvmingsmetode for laboratoriebestemmelse av referansedensitet og vanninnhold. Vibrerende bord. . Standard Norge.
- CEN 2004. NS-EN 13286-7. Mekanisk stabiliserte og hydraulisk stabiliserte masser. Del 7: Syklisk treaksialprøvming for mekainsk stabiliserte masser.: Standard Norge.
- CEN 2005a. NS-EN 13286-50. Mekanisk stabiliserte og hydraulisk stabiliserte masser. Del 50: Metode for tillaging av prøvelegemer av hydraulisk stabiliserte masser ved komprimering med Proctor-utstyr eller vibrerende bord. . Standard Norge.
- CEN 2005b. NS-EN 13286-51. Mekanisk stabiliserte og hydraulisk stabiliserte masser. Del 51: Metode for tillaging av prøvelegemer av hydraulisk stabiliserte maser ved komprimering med vibrohammer.: Standard Norge.
- CEN 2010. NS-EN 13286-2:2010. Mekanisk stabiliserte og hydraulisk stabiliserte masser. Del 2: Prøvmingsmetoder for laboratoriebestemmelse av tørrdensitet og vanninnhold. Proctor-komprimering. Standard Norge.
- CHRISTIANSEN, A. S., HOLST, M. L. & BALTZER, S. 2010. Pavement Performance Models. Network Level Analysis. Development of Performance Measures, Modelling and Calibration.: NordFoU.
- DAS, B. M. 1999. *Fundamentals ogf Geotechnical Engineering*, Sacramento, Brooks/Cole.
- DAWSON, A. R. 1990. Introduction to soils & granular materials. *Lecture Notes from Residential Course, Bituminous Pavement; Materials, Design and Evaluation*. Nottingham, England: University of Nottingham.
- DAWSON, A. R., THOM, N. H. & PAUTE, J. L. 1996. Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition. *Flexible Pavements, European Symposium Euroflex 1993*. Rotterdam, Nederland.

- DEHLEN, G. L. 1969. *The effect of non-linear material response on the behaviour of pavements subjected to traffic loads*. PhD, University of California.
- DYNAPAC HIGH COMP 2001. *Packning och utläggning - Teori och praktik*, Sverige, Svedala Dynapac.
- ERIKSEN, G. 2008a. Laboratorierapport. Prøve nr: 81306. Kornstorlek.: Vägverket Produktion.
- ERIKSEN, G. 2008b. Laboratorierapport. Prøve nr: 81319. Bestämning av vattenhalt. Vägverket Produktion.
- ERIKSEN, G. 2008c. Laboratorierapport. Prøve nr: 81320. Densiteter.: Vägverket Produktion.
- FULLER, W. B. & THOMPSON, S. E. 1907. *The laws of Proportioning Concrete*. *Transactions of the American Society of Civil Engineers*.
- HICKS, R. G. 1970. *Factors influencing the resilient properties of granular materials.*, University of California, Berkeley.
- HOFF, I. 1999. *Material Properties of Unbound Aggregates for Pavement Structures*. PhD, Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Universitet.
- HOFF, I. 2008. Properties of Unbound Granular Materials. *TBA 4340 Rehabilitering og drift av veger*. Trondheim: NTNU.
- HOFF, I. 2010. Pavement Performance Models. Part 2, Project level. Results from triaxial testing.: NordFoU.
- HOFF, I. 2012a. *RE: Samtale 07.05.2012*.
- HOFF, I. 2012b. *RE: Samtale 24.04.2012*.
- HOFF, I., BAKLØKK, L. J. & AURSTAD, J. Influence of laboratory compaction method on unbound granular materials. Proceeding of the 6th International Symposium on Pavements Unbound., 2003 University of Nottingham, Storbritannia.
- HOLTZ, R. D. & KOVACS, W. D. 1981. *An Introduction to Geotechnical Engineering*, New Jersey, Prentice-Hall Inc.
- JANBU, N. 1973. Shear strength and stability of soils. NGF-foredrag. Oslo.
- JOHNSON, A. W. & SALLBERG, J. R. 1960. *Factors that Influence Field Compaction of Soils,*" Highway Research Board.
- KOLISOJA, P. 1997. *Resilient Deformation Characteristics of Granular Materials*. Doctor of Technology, Tampere University of Technology.
- LEKARP, F. 1999. *Resilient and Permanent Deformation Behaviour of Unbound Aggregates Under Repeated Loading*. PhD, Kungliga Tekniska Högskolan.
- MAYHEW, H. C. 1983. Resilient properties of unbound road base under repeated triaxial loading. . Crowthorne, U.K.: TRRL.
- MEASUREMENTS, A. 2001. *lvdt.co.uk* [Online]. Available: <http://www.lvdt.co.uk/howtheywork.html> [Accessed 14.05 2012].
- MOORE, W. M., BRITTON, S. C. & SCHRIVNER, F. H. 1970. A laboratory study of the relation of stress to strain for a crushed limestone base material. Texas, USA: Texas Transportation Institute, Texas A&M University College Station.
- MORGAN, J. R. 1966. The response of granular materials to repeated loading. *Proc., 3rd Conference*.
- MORK, H. & MURAYA, P. 2001. Laboratoriekurs i Vegplanlegging og -teknologi. NTNU.
- NORDAL, R. S. 1979. Kompaktering. In: JERNBANEBYGGING, I. F. V.-O. (ed.) *Vegbygging GK*. Trondheim: NTNU.
- PLAISTOW, L. C. 1994. *Non-linear behaviour of some pavement unbound aggregates*. MS, University of Nottingham.

- SANDVEN, R. --a. Klassifisering og identifisering av jord. Rutinebestemmelser. . *Geoteknikk, materialeegenskaper. Utstyr, prosedyrer og parameterbestemmelser.* Trondheim: Faggruppe for Geoteknikk, NTNU.
- SANDVEN, R. --b. Komprimeringsbestemmelse i laboratoriet. *Geoteknikk, materialeegenskaper. Utstyr, prosedyrer og parameterbestemmelser.* . Trondheim: Faggruppe for Geoteknikk, NTNU.
- SEED, H. B., CHAN, C. K. & LEE, C. E. Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements. Proceedings of International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements., 1962 Ann Arbor, USA.
- SHARP, R. W. 1985. Pavement Design Based on Shakedown Analysis. *Transportation Research Record 1022.* Washington D.C., USA: Transportation Research Board.
- SHAW, P. S. 1980. *Stress-Strain Relationship of Granular Materials under Repeated Loading.* PhD, University of Nottingham.
- STATENS VEGVESEN 1997. Håndbok 015 Feltundersøkelser. Oslo: Vegdirektoratet.
- STATENS VEGVESEN 2005. Håndbok 014 Laboratorieundersøkelse. Oslo: Vegdirektoratet.
- STATENS VEGVESEN 2011. Håndbok 018 Vegbygging. Oslo: Vegdirektoratet.
- THOM, N. H. 1988. *Desin of road foundations.* PhD, University of Nottingham.
- THOM, N. H. & BROWN, S. F. 1987. Effect of moisture on the structural performance of a crushed-limestone road base. *Transportation Research Record.* Washington D.C.: Transportation Research Board.
- THOM, N. H. & BROWN, S. F. 1988. The effect of grading and density on the mechanical properties of a crushed dolomitic limestone. *14th ARRB Conferene.* Canberra: Australian Road Research Board.
- UTHUS, L. 2007a. *Deformation Properties of Unbound Granular Aggregates.* PhD, NTNU.
- UTHUS, L. 2007b. *Deformation Properties of Unbound Granular Aggregates. E-BOK.* PhD, NTNU.
- WERKMEISTER, S. 2003. *Permanent Deformation Behaviour of Unbound Granular Materials in Pavement Construction.* PhD., Technische Universität Dresden

11 BILAG

BILAG 1:	95
BILAG 2:	99
BILAG 3:	103
BILAG 4:	107
BILAG 5:	113
BILAG 6:	135
BILAG 7:	141
BILAG 8:	147

BILAG 1:

Tilsiktede Prøvespesifikasjoner

TILSIKTET							
PRØVE	Volum [dm ³]	Densitet [kg/dm ³]	Total Masse [kg]	Masse pr. lag [kg]	Vanninn. (%)	Vanninn. [kg]	
Prøve 1	3,888	2,1	8,165	1,633	1,85	0,0302	
Prøve 2	3,888	2,1	8,165	1,633	1,85	0,0302	
Prøve 3	3,888	2,1	8,165	1,633	1,85	0,0302	
Prøve 4	3,888	2,1	8,165	1,633	1,85	0,0302	
Prøve 5	4,082	2,0	8,165	1,633	1,85	0,0302	
Prøve 6	4,082	2,0	8,165	1,633	1,85	0,0302	
Prøve 7	4,082	2,0	8,165	1,633	1,85	0,0302	

BILAG 2:

Faktiske Prøvespesifikasjoner

PRØVE	FAKTISK										
	Sikt > 31,5mm [kg]	Sikt < 31,5mm [kg]	Masse sylinder [kg]	Masse syl+prøve [kg]	Masse våt prøve [kg]	Volum [dm ³]	Vanninn [kg]	Vanninn [%]	Våt densitet [kg/dm ³]	Tørr densitet [kg/dm ³]	
Prøve 1	2,631	21,031	10,565	18,877	8,312	3,782	0,1515	1,855	2,198	2,158	
Prøve 2	2,631	21,031	10,565	18,875	8,310	3,782	0,1514	1,854	2,197	2,157	
Prøve 3	0,504	18,308	10,565	18,875	8,310	3,923	0,1532	1,876	2,118	2,079	
Prøve 4	0,504	18,308	10,565	18,872	8,307	3,888	0,1528	1,871	2,137	2,097	
Prøve 5	1,195	18,077	10,565	18,861	8,296	4,064	0,1517	1,858	2,041	2,004	
Prøve 6	0,716	13,582	10,565	17,698	8,317	4,153	0,1519	1,860	2,003	1,966	
Prøve 7	1,154	-	10,565	18,858	8,293	4,082	0,1516	1,857	2,032	1,995	

BILAG 3:

Sikteanalyse

Vekt pr sikt- åpning	Sikt- åpning	Masse 1 (100g)	Masse 2 (4008g)	Masse 3 (1501g)	Masse 4 (1626)	Akkumulert rest, ΣR_i [g]	Akkumulert rest [%]	Gj.gang masse%
1983 g	> 31,5mm	0	0	0	0	0	0	100
1767 g	> 25,0mm	146,0	247,0	126,0	122,0	641,0	7,88	92,12
1414 g	> 16,0mm	412,0	1126	371,0	452,0	2361	29,0	71,0
1000 g	> 8,00mm	562,0	2015	624,0	688,0	3889	47,8	52,2
707 g	> 4,00mm	666,0	2529	818,0	877,0	4890	60,1	39,9
355 g	> 1,00mm	814,0	3201	1101	1190	6306	77,5	22,5
250 g	> 500 μ m	884,0	3500	1250	1350	6984	85,9	14,1
177 g	> 250 μ m	927,0	3689	1347	1475	7438	91,4	8,60
125 g	> 125 μ m	957,0	3811	1427	1547	7742	95,2	4,80
89 g	> 63 μ m	975,0	3879	1470	1589	7913	97,3	2,70
89 g	< 63 μ m	25,00	125,0	23,00	33,00	206,0	2,53	2,53
Sum sikterester		1000	4004	1493	1622	8119	99,8	99,8
Tap ved analysen		0	4,000	8,000	4,000	16,00	0,20	0,20
Total sum		1000	4008	1501	1626	8135	100	100

Tørrvek+Prøve: 8702,0 g

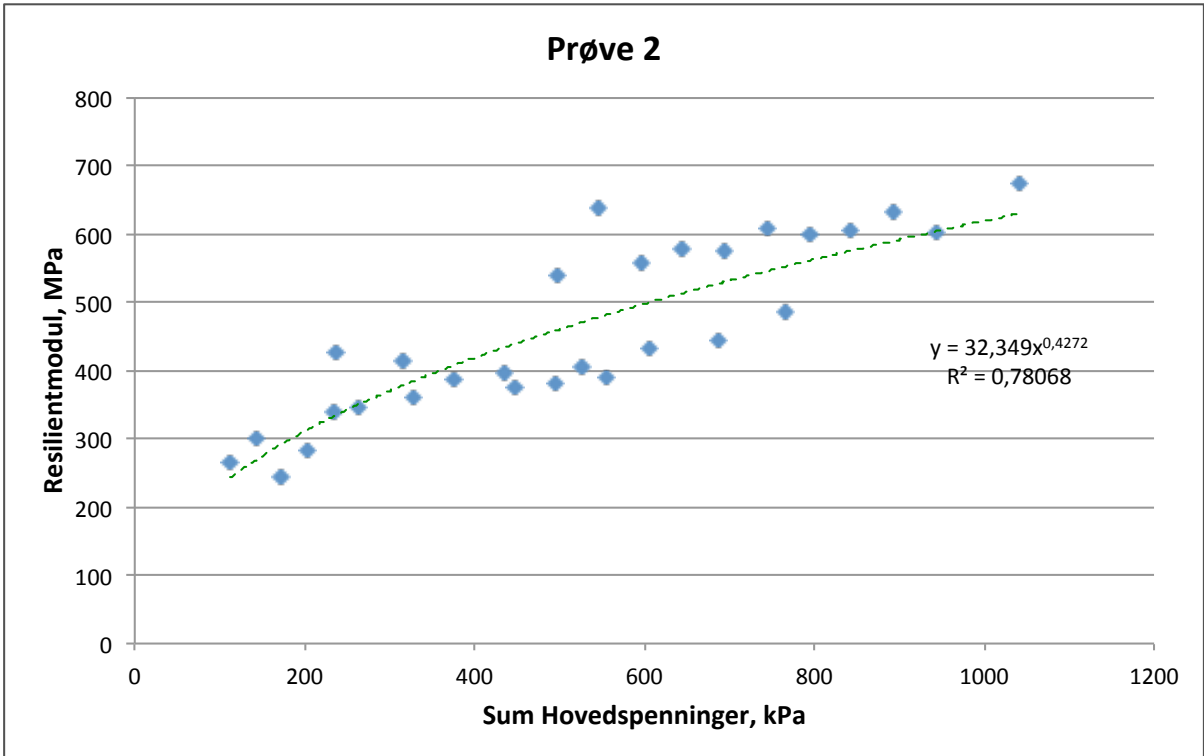
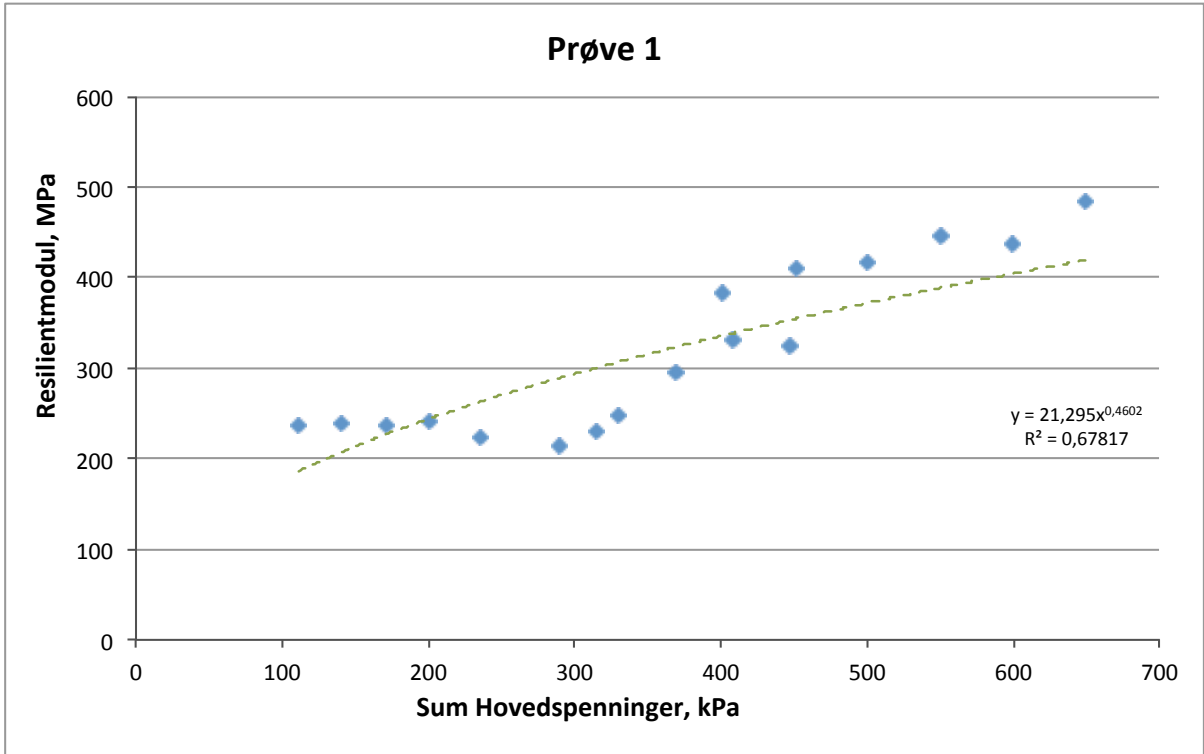
Vekt av skål: 567,0 g

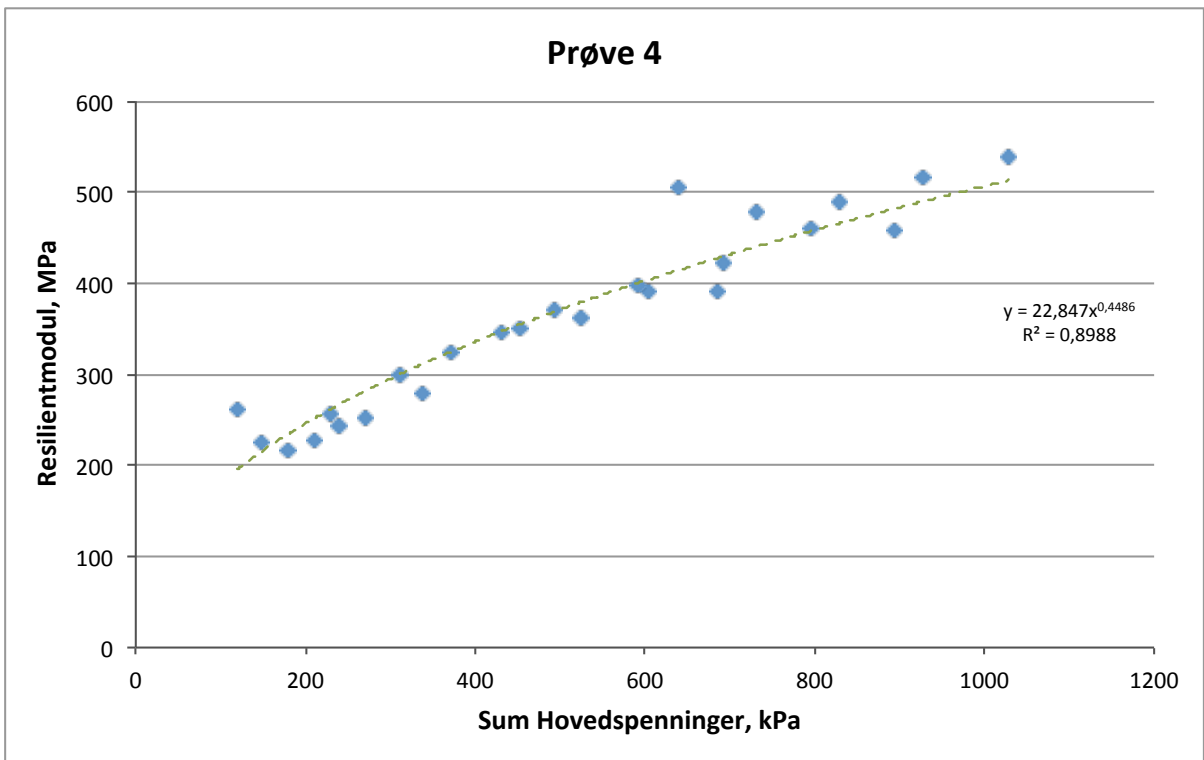
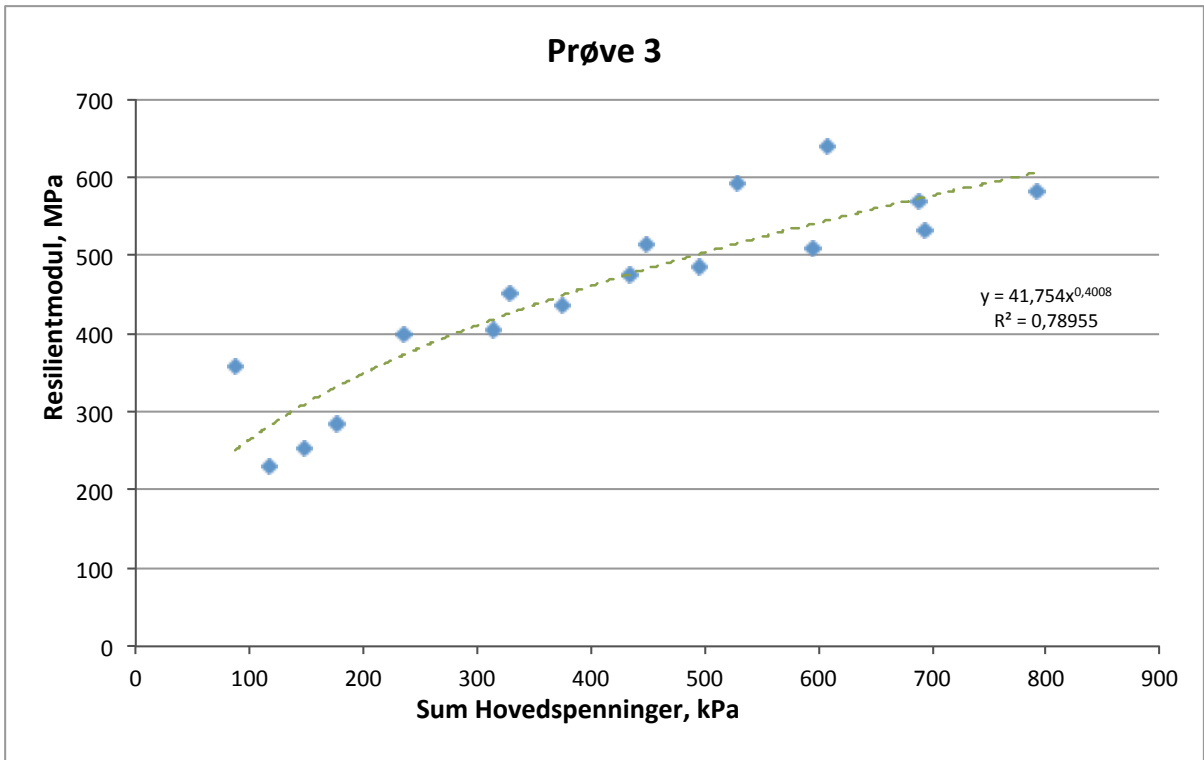
Vekt av tørr prøve: $M_i = 8135,0$ g

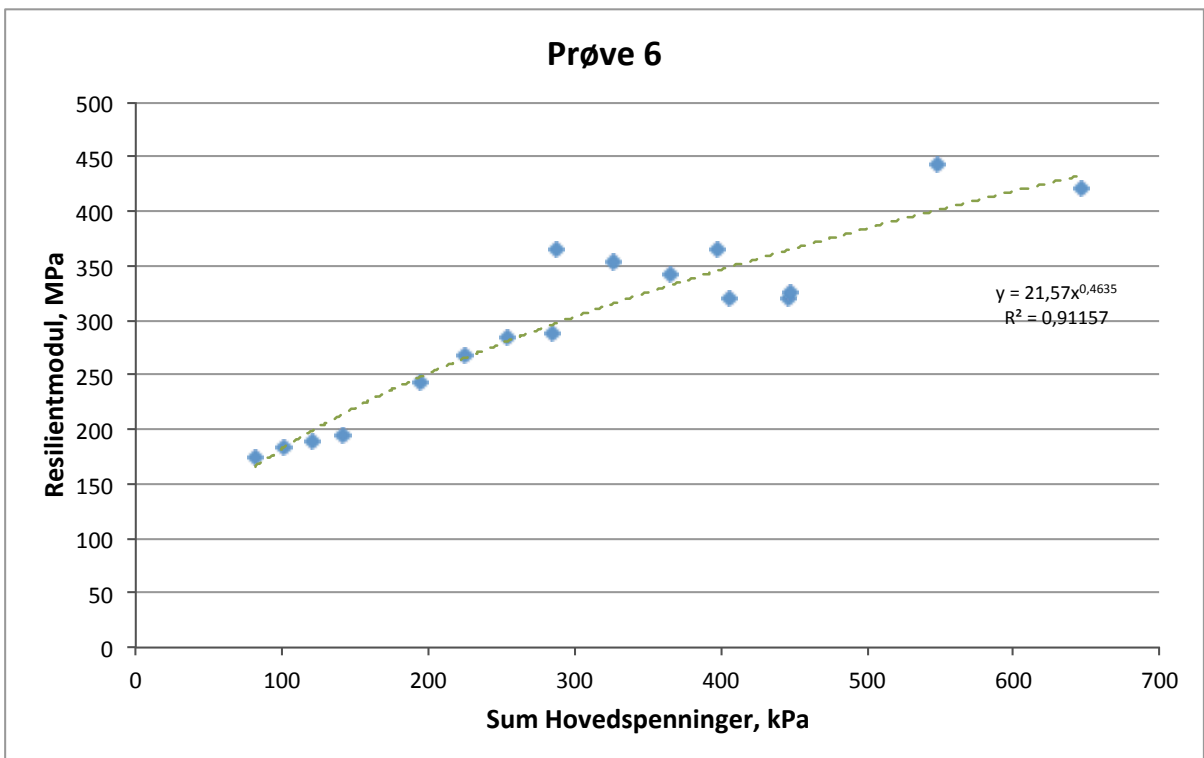
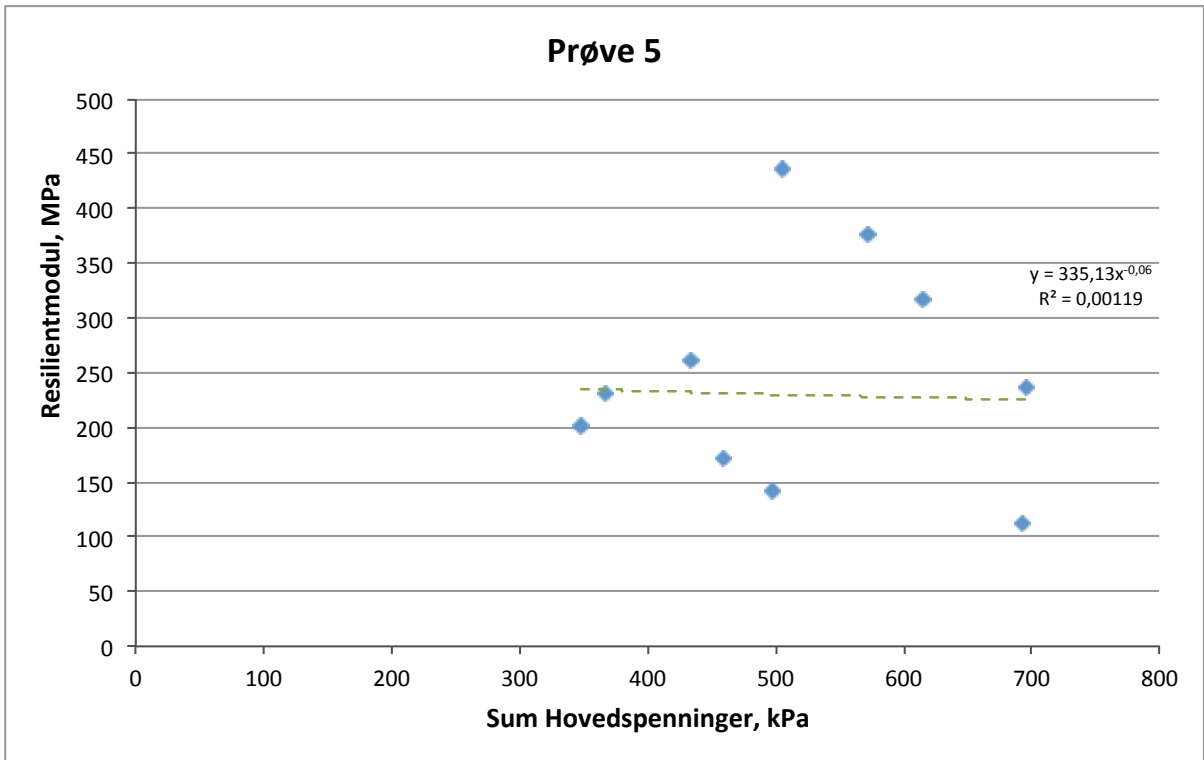
$$\text{Akkumulert rest} = \frac{\Sigma R_i}{M_i} * 100\%$$

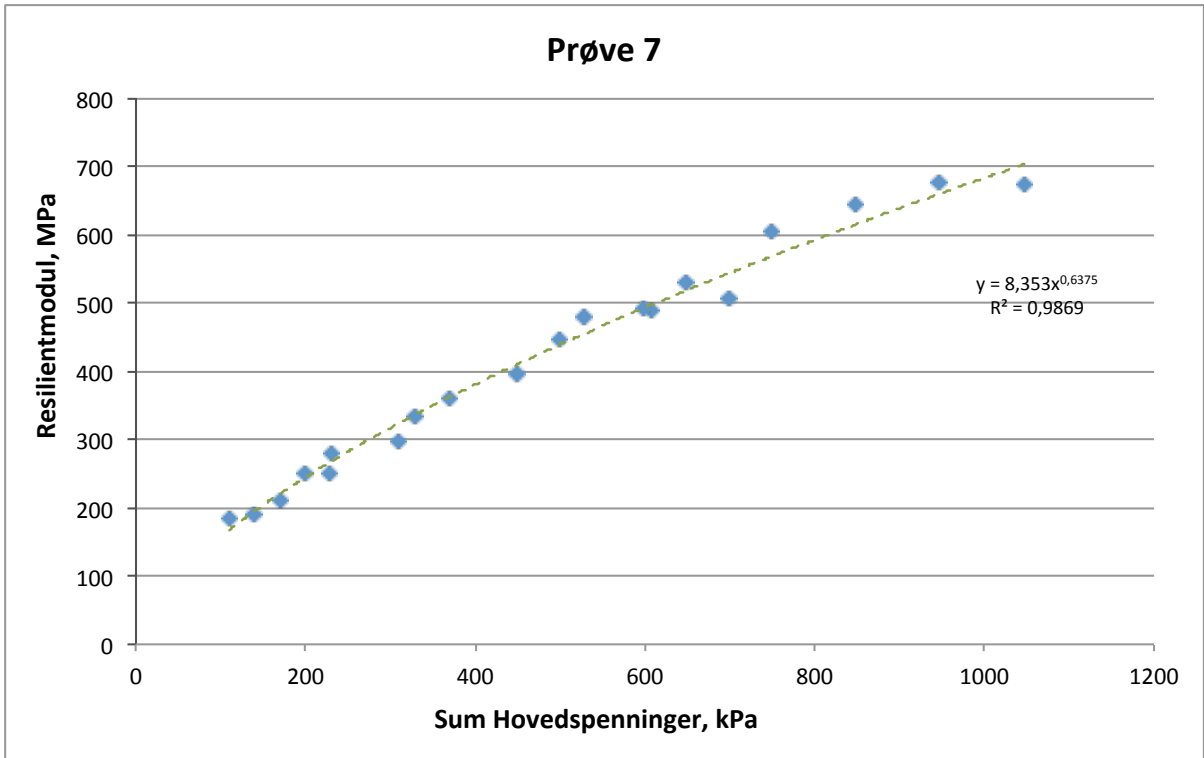
BILAG 4:

Resilientmodul





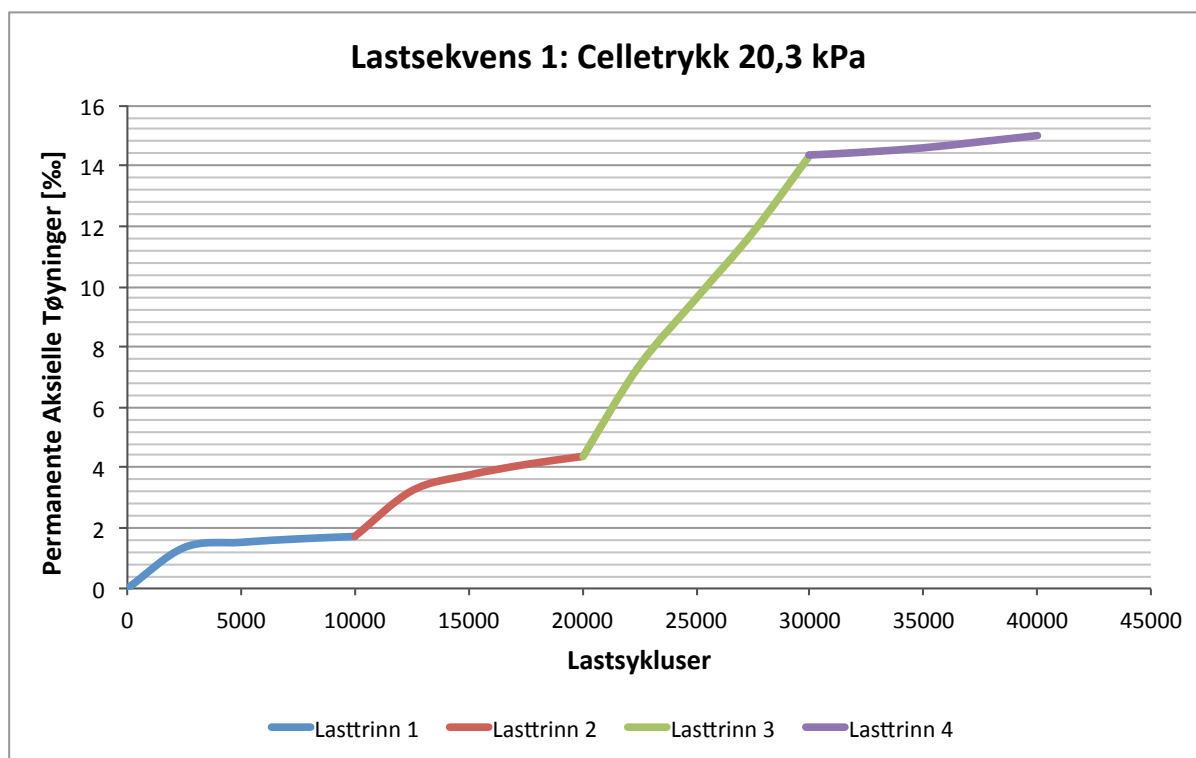
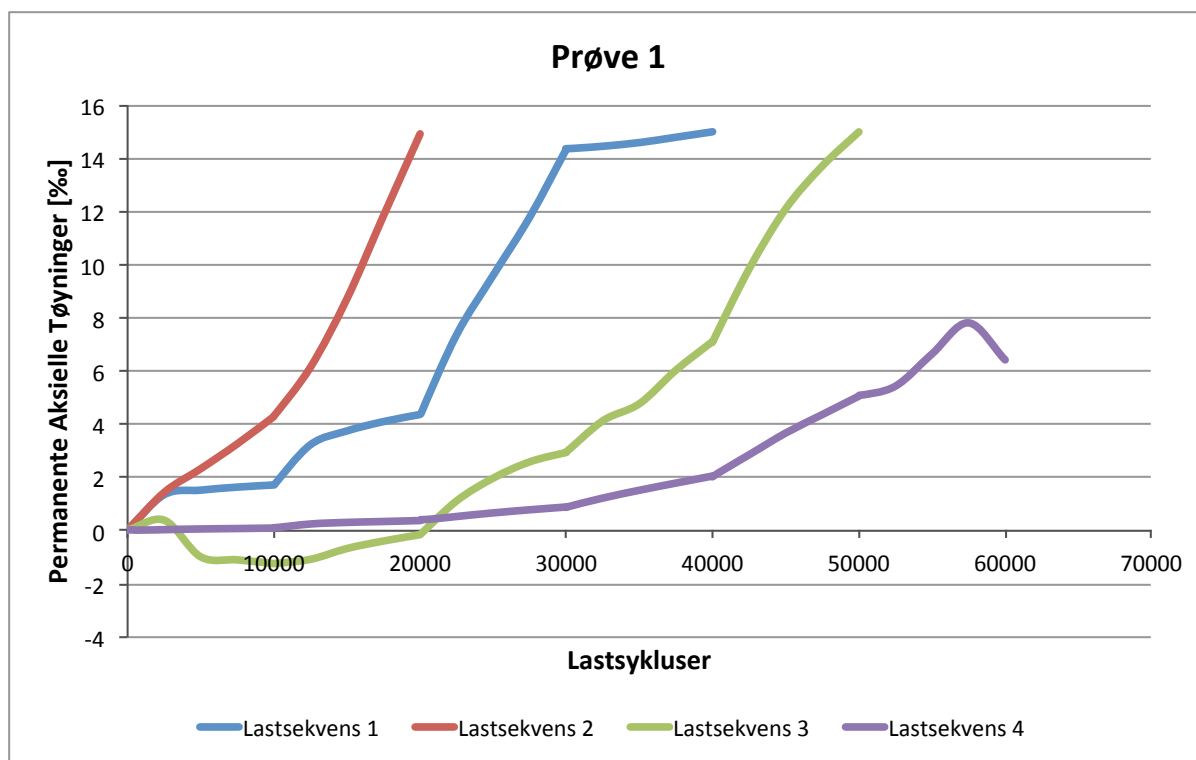


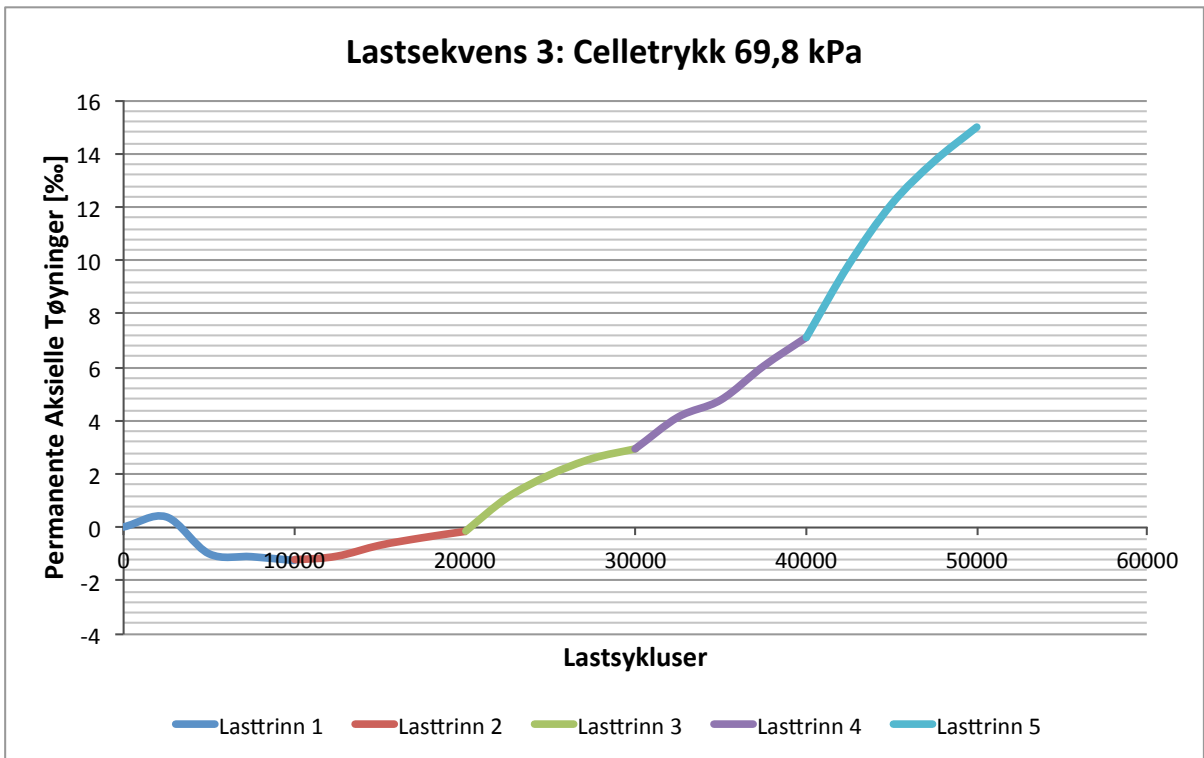
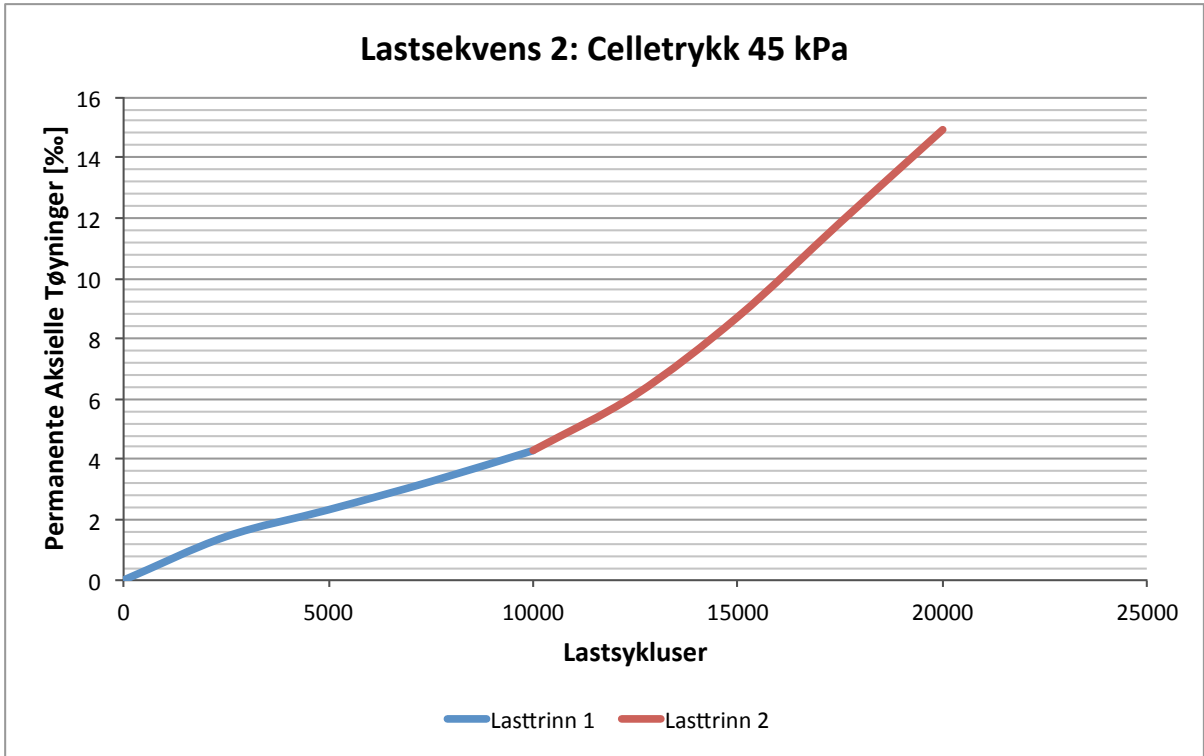


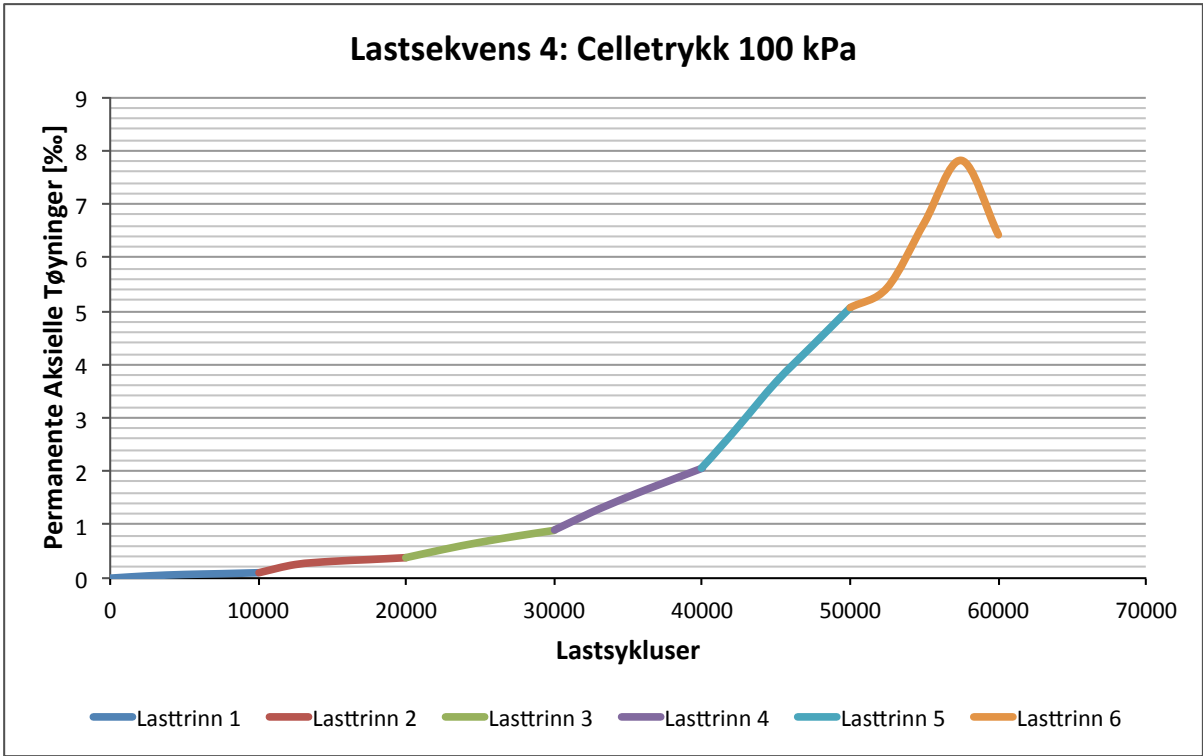
BILAG 5:

Permanente Aksielle Tøyninger

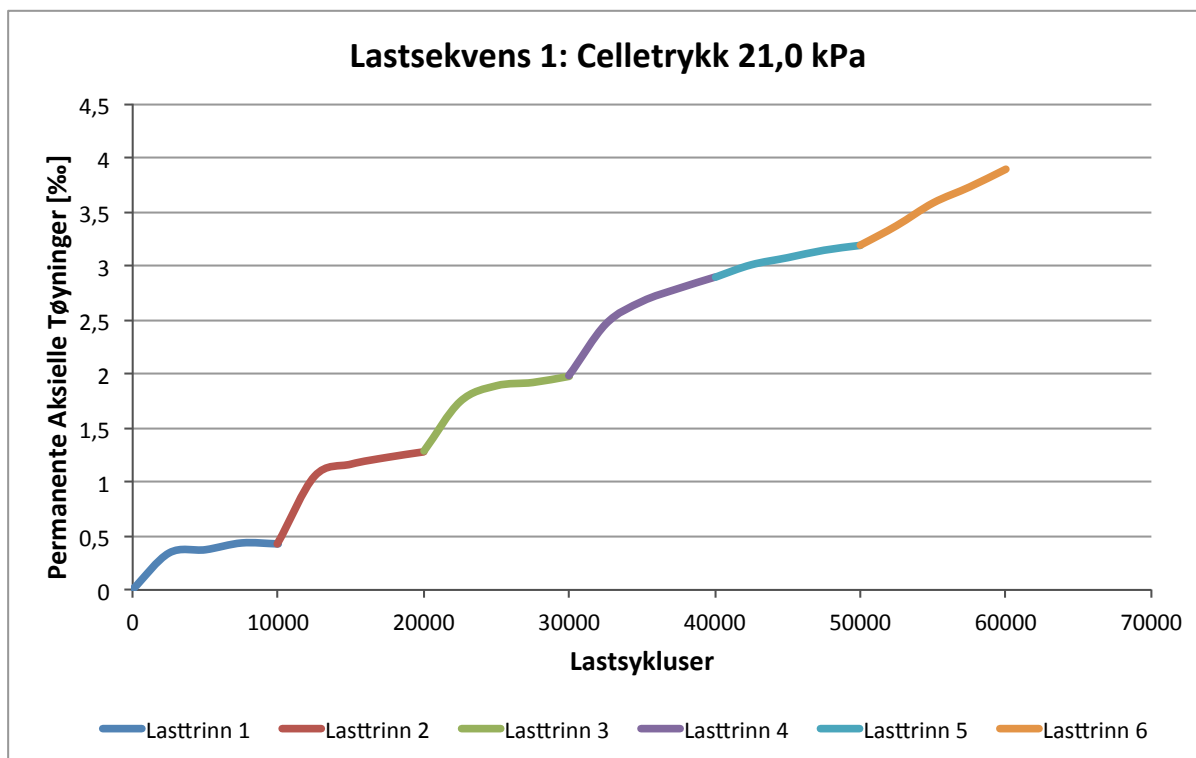
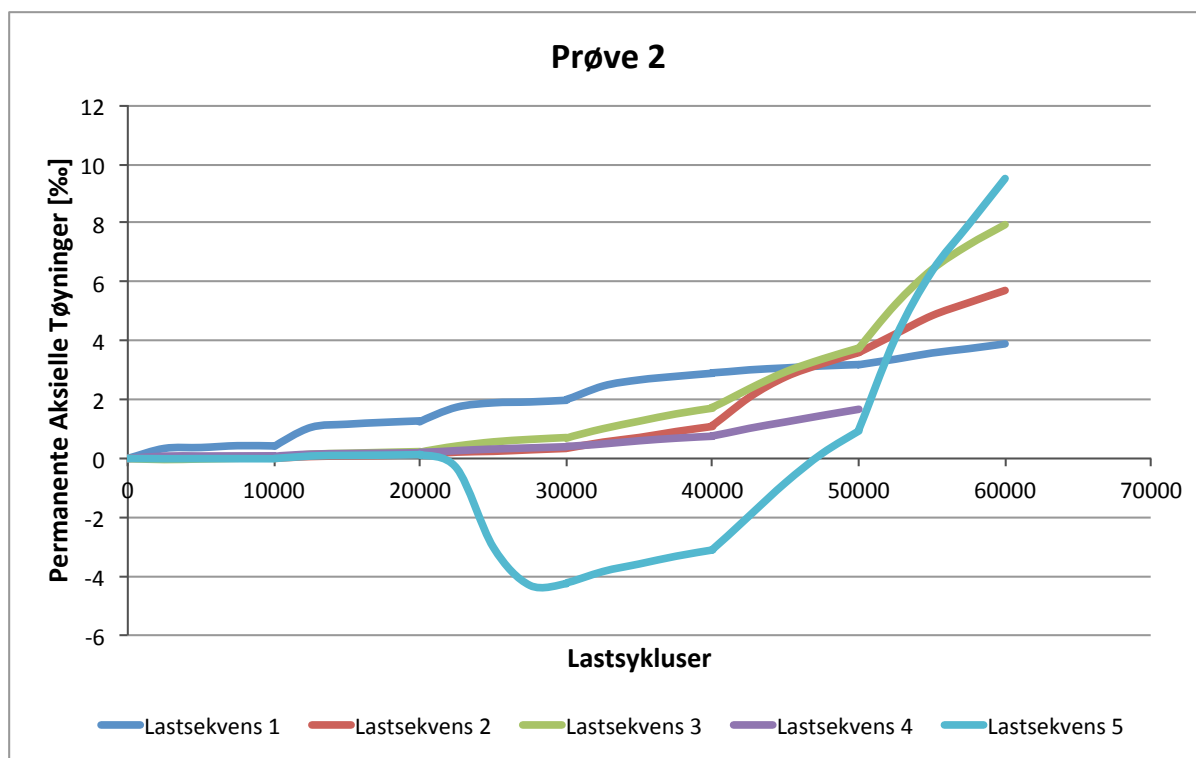
PRØVE 1:

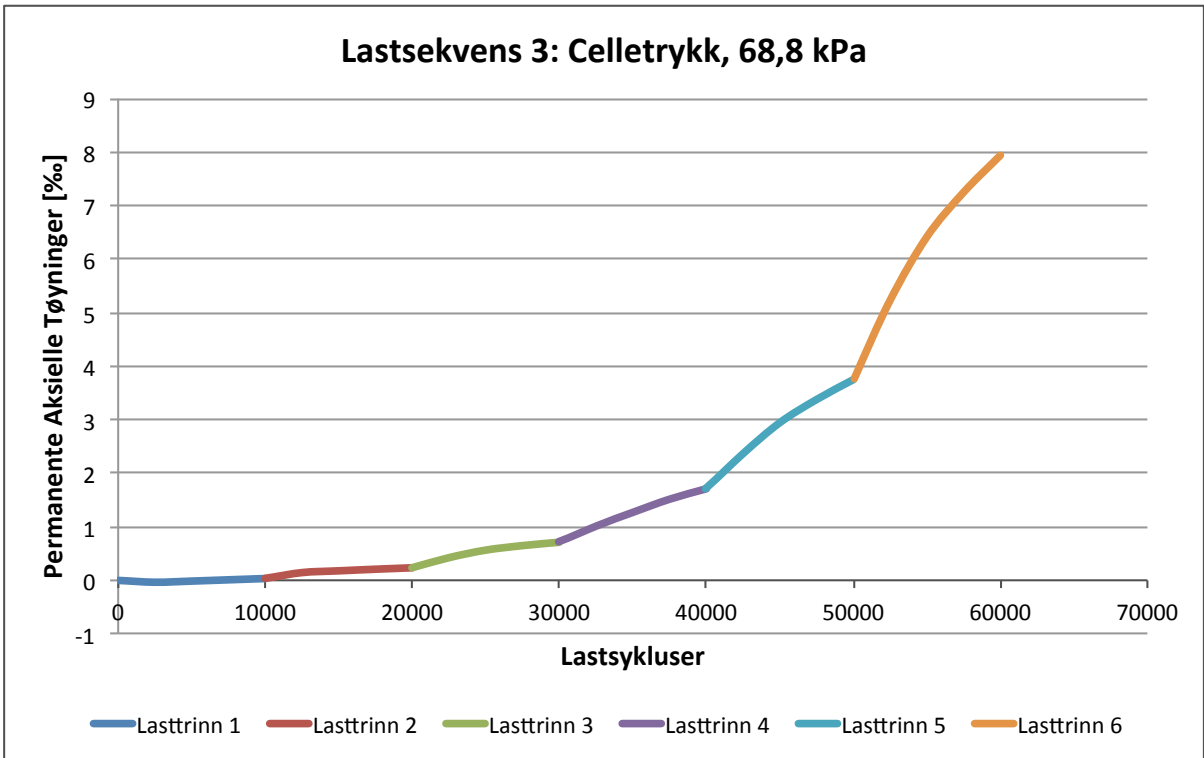
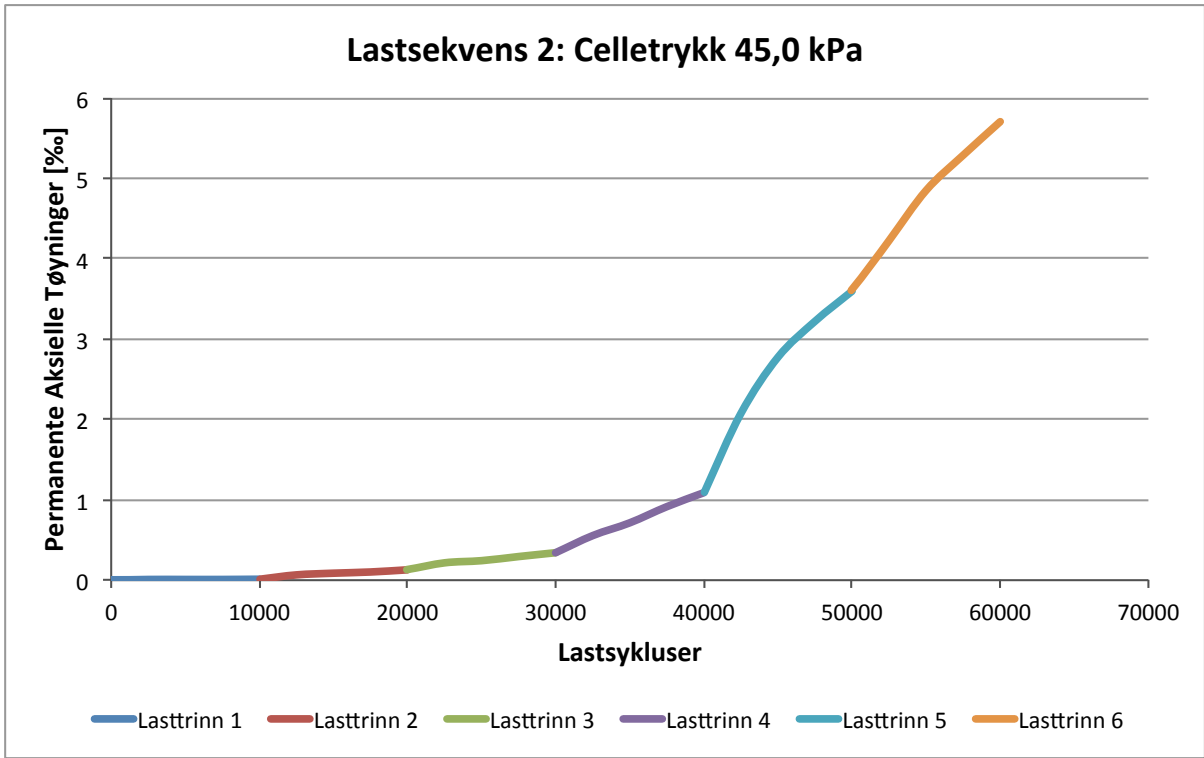


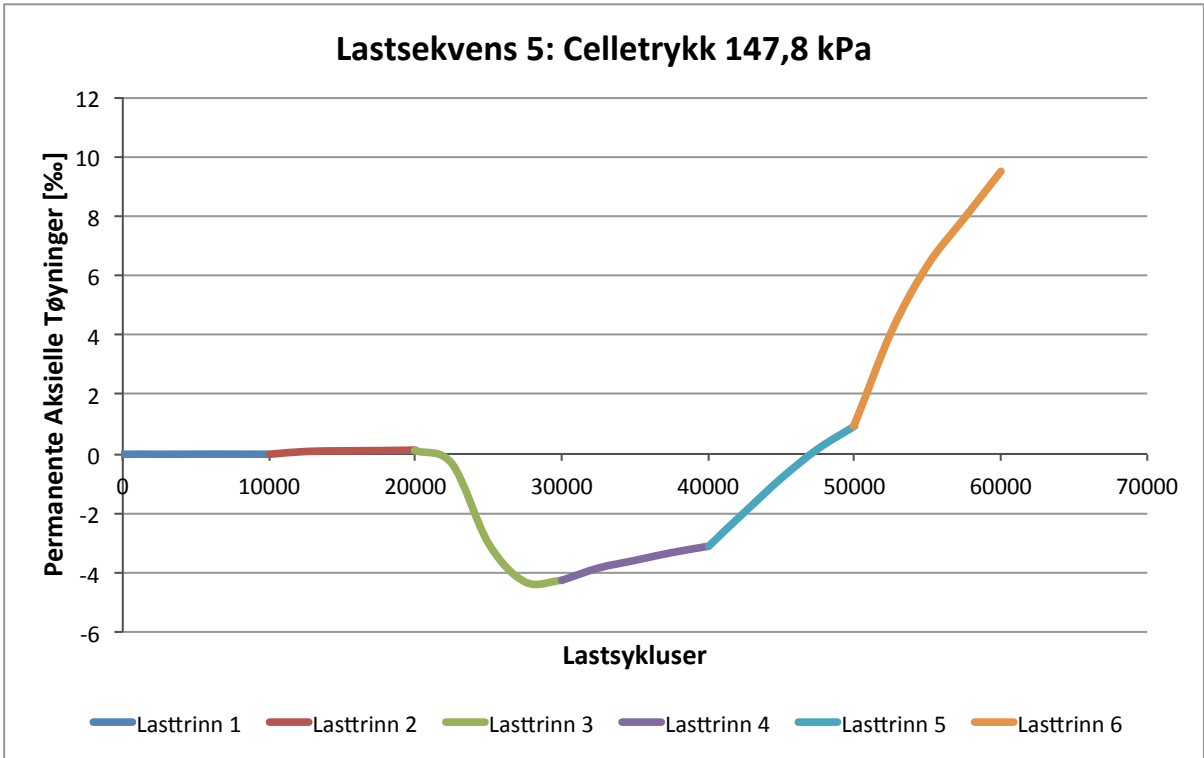
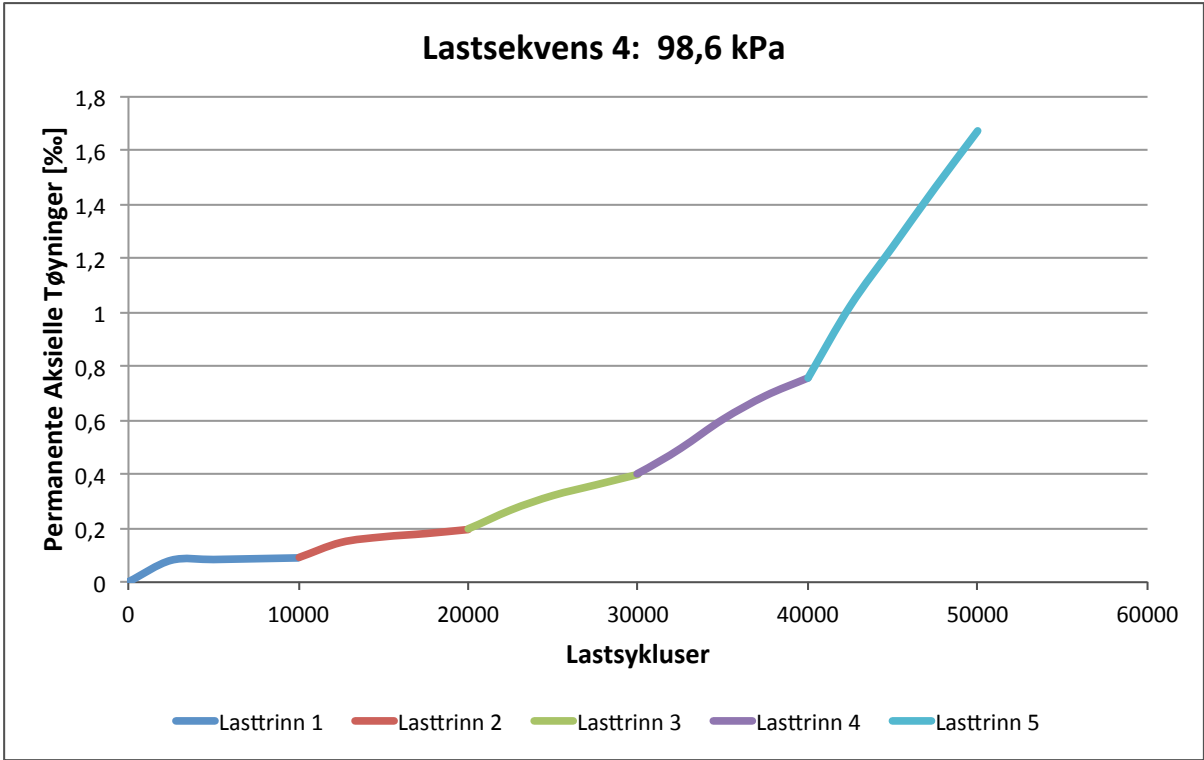




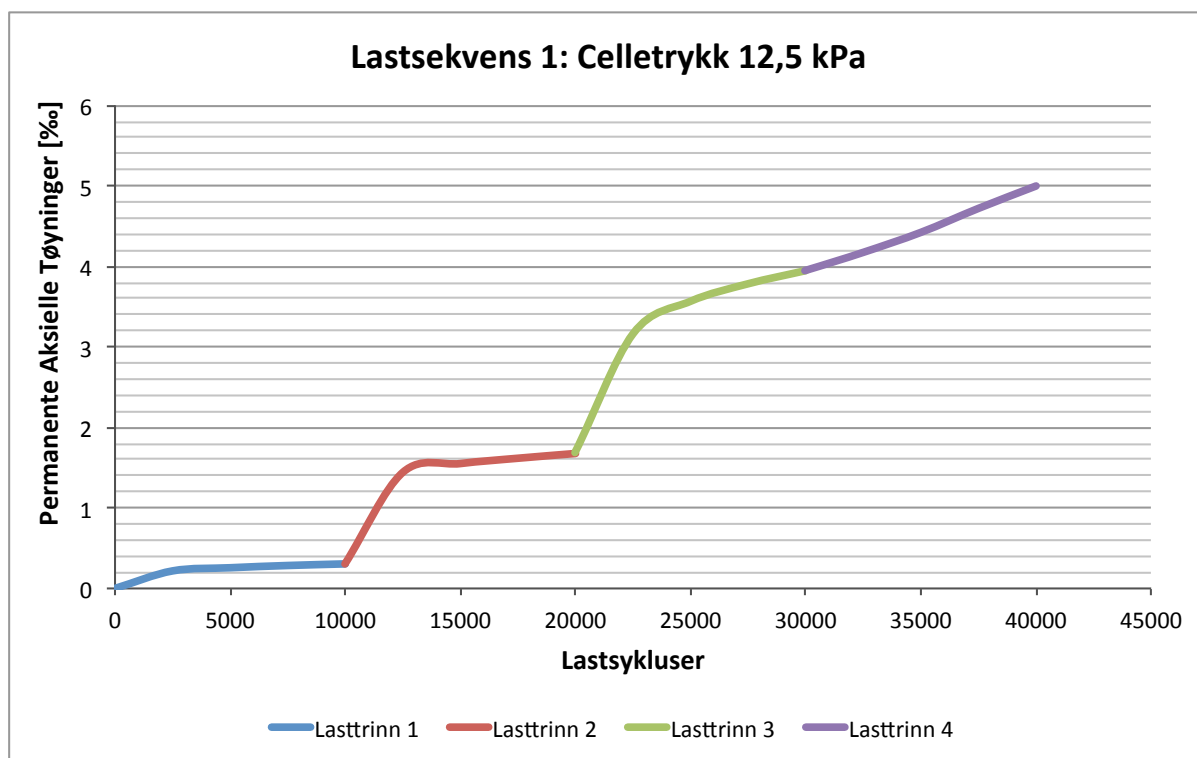
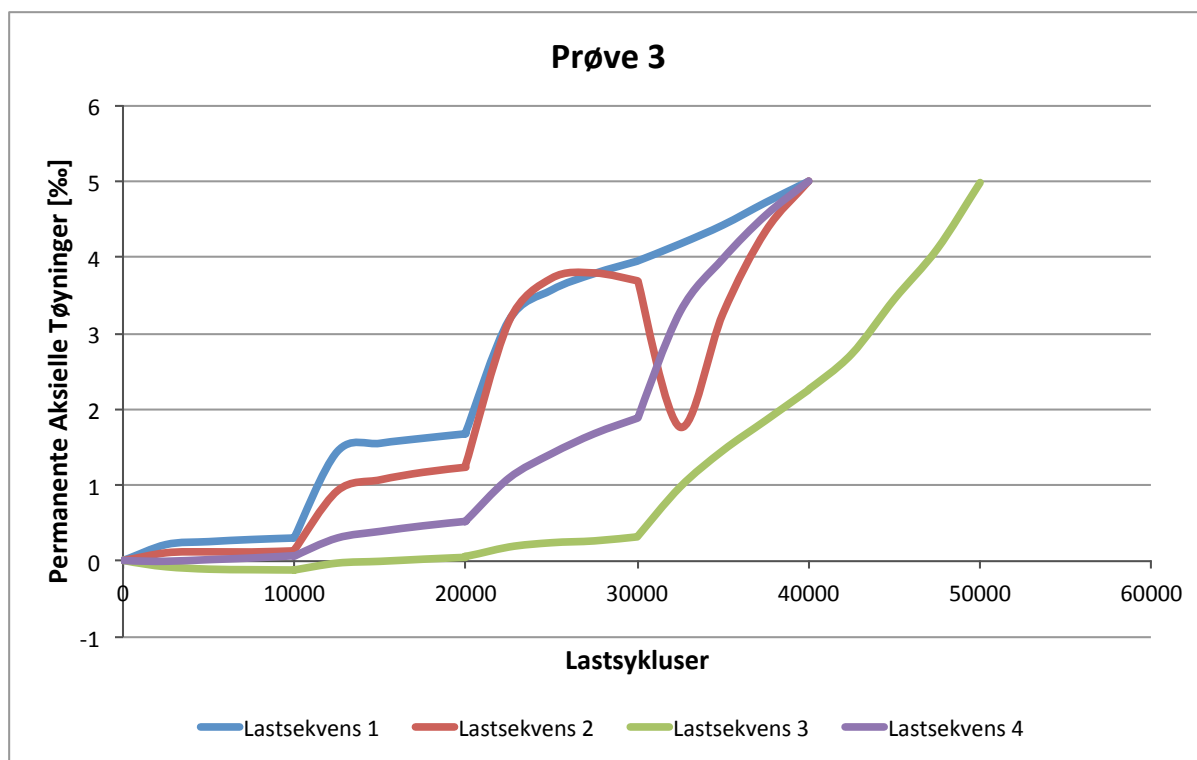
PRØVE 2:

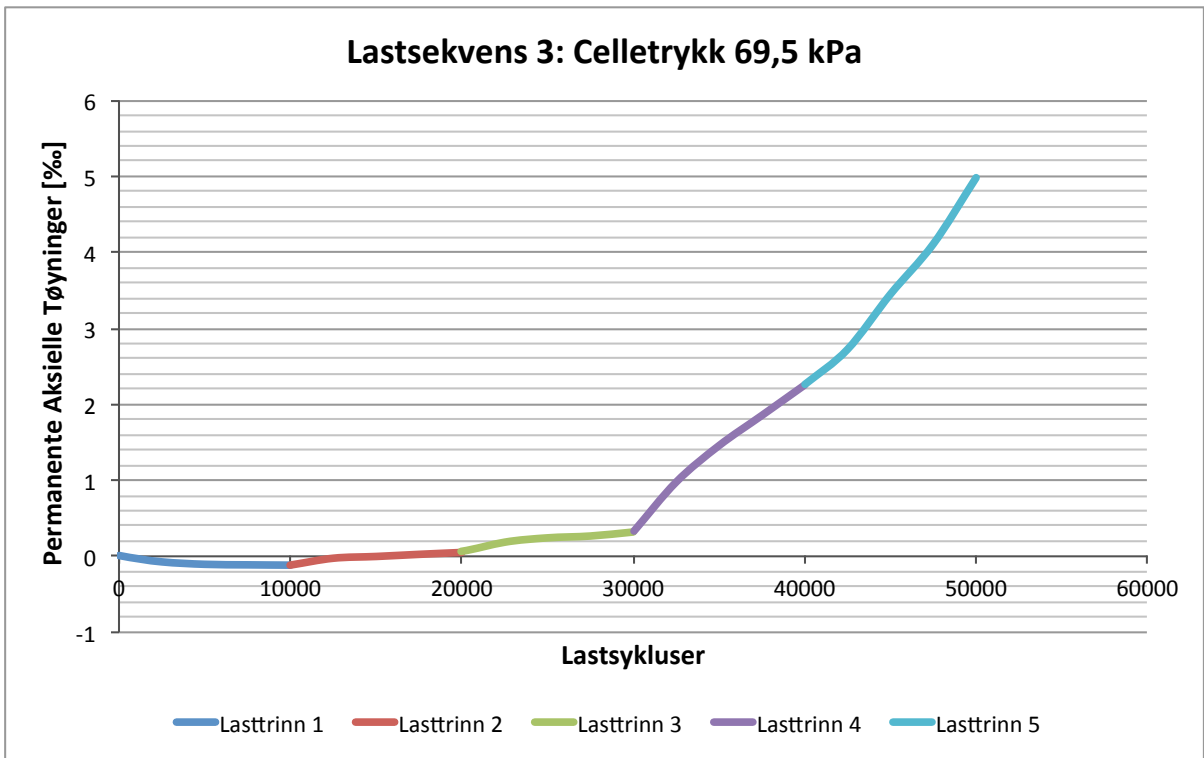
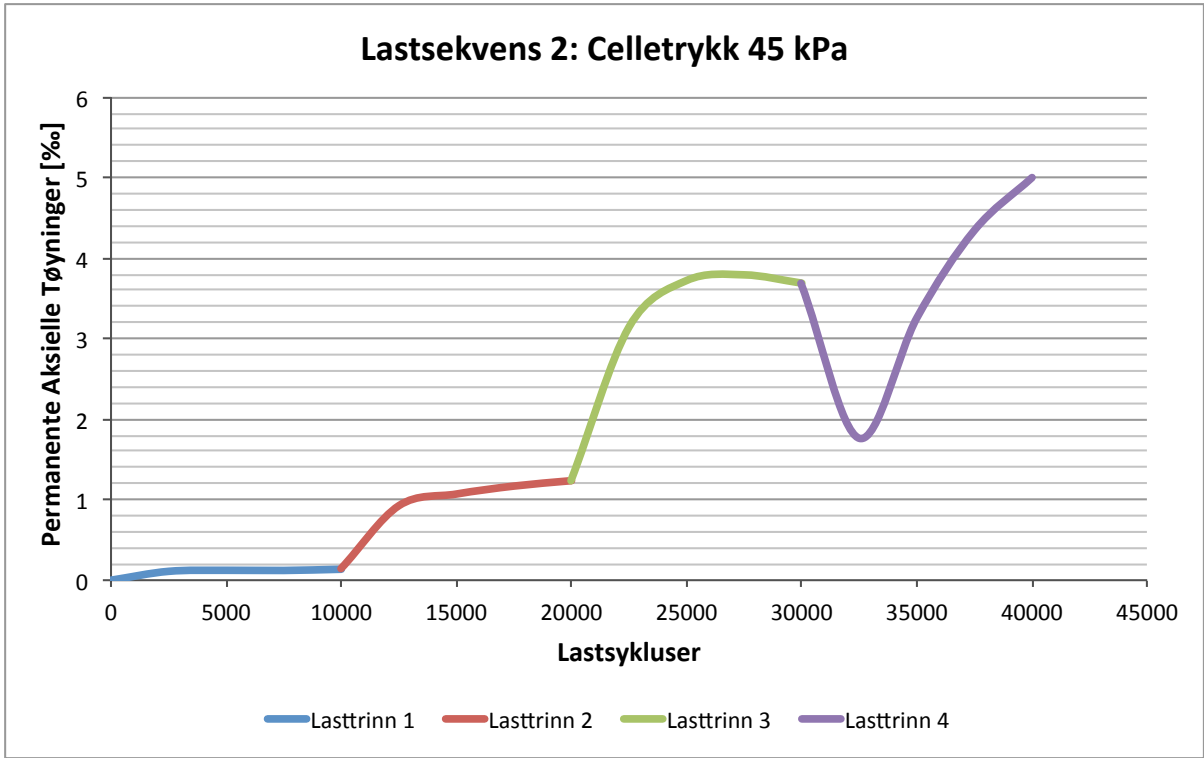


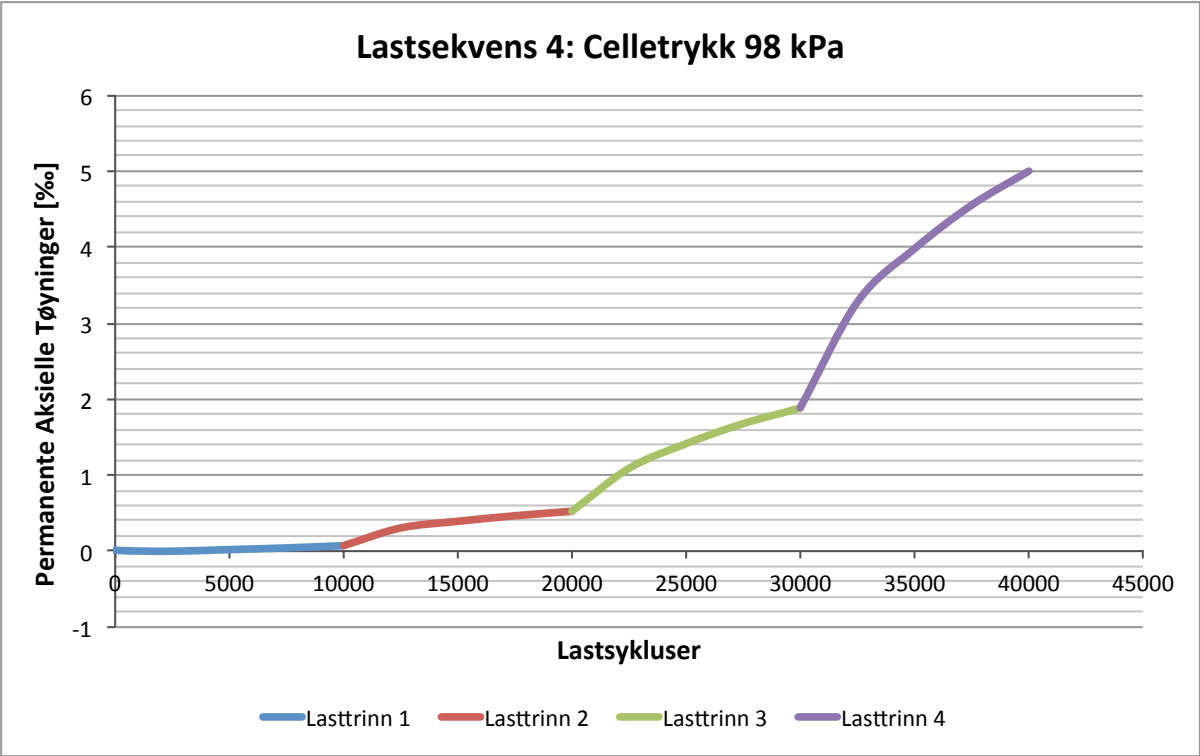




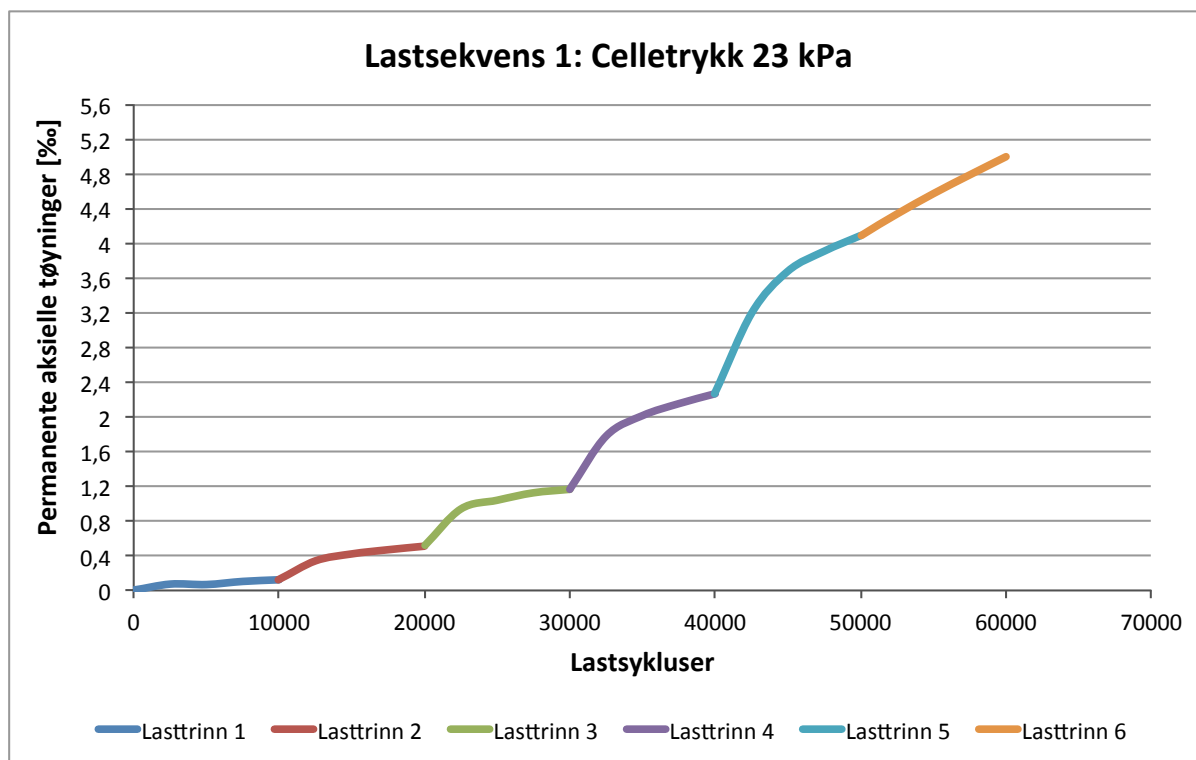
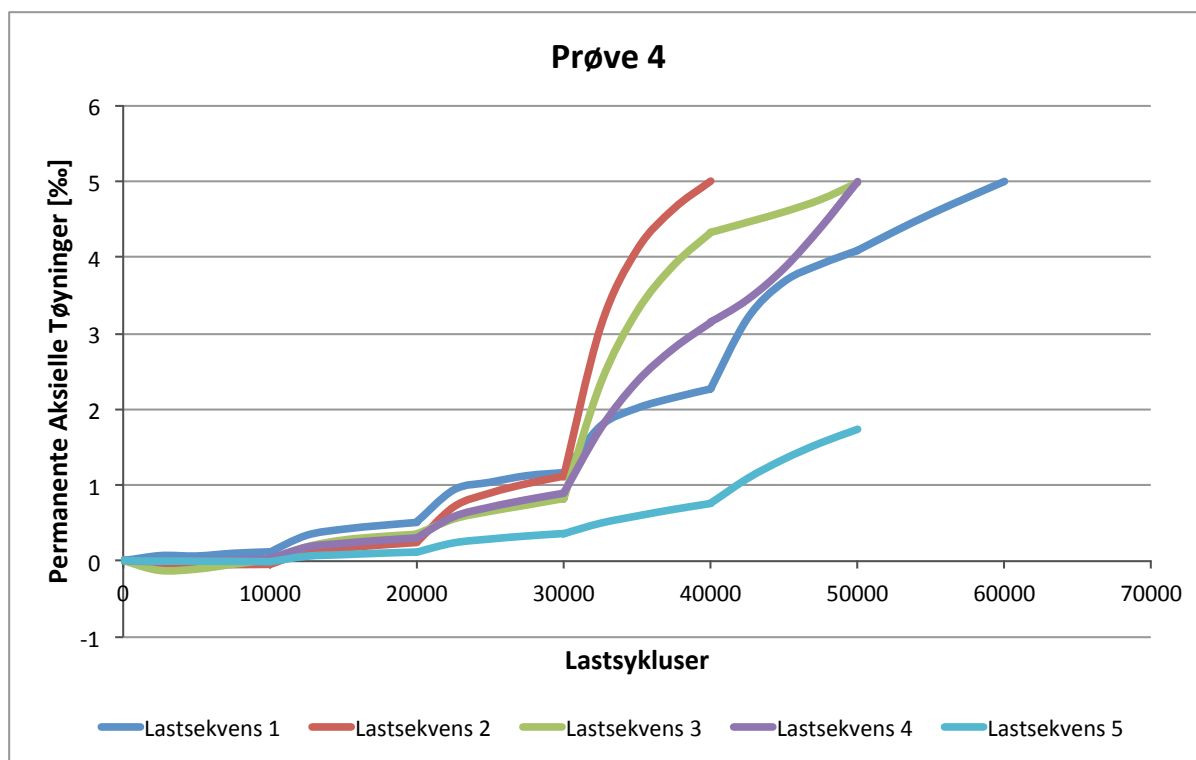
PRØVE 3:

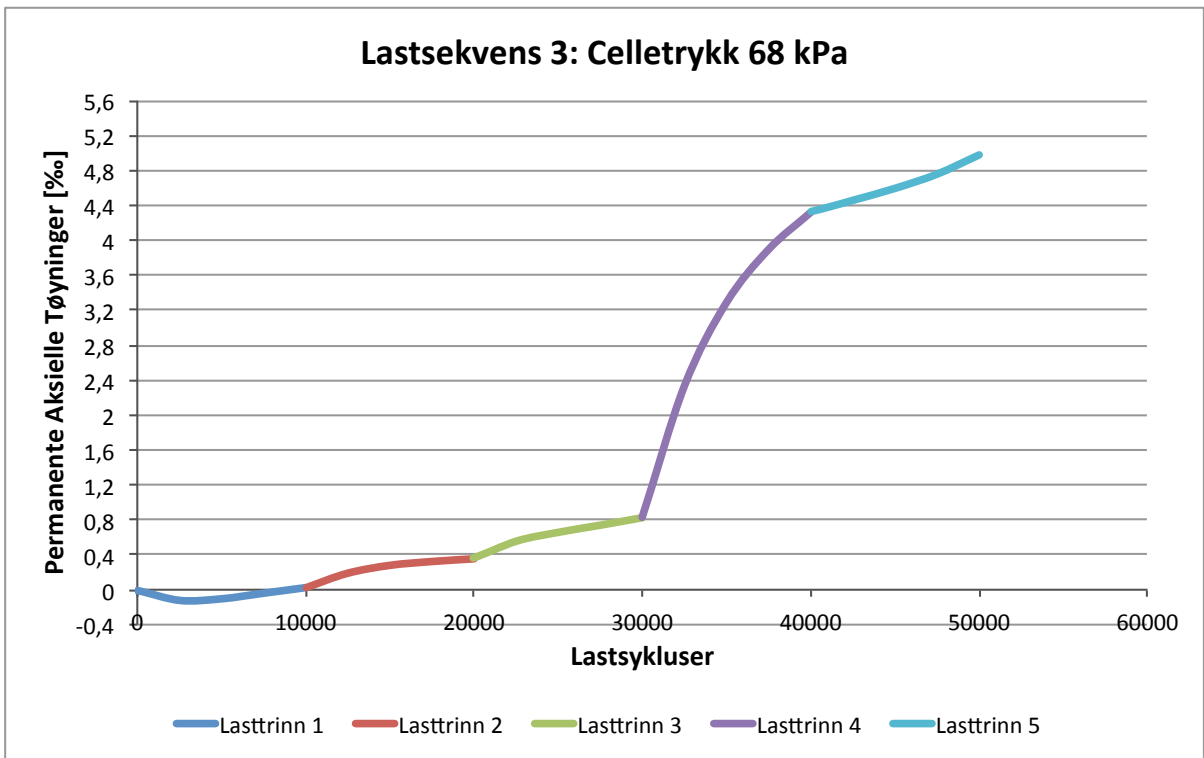
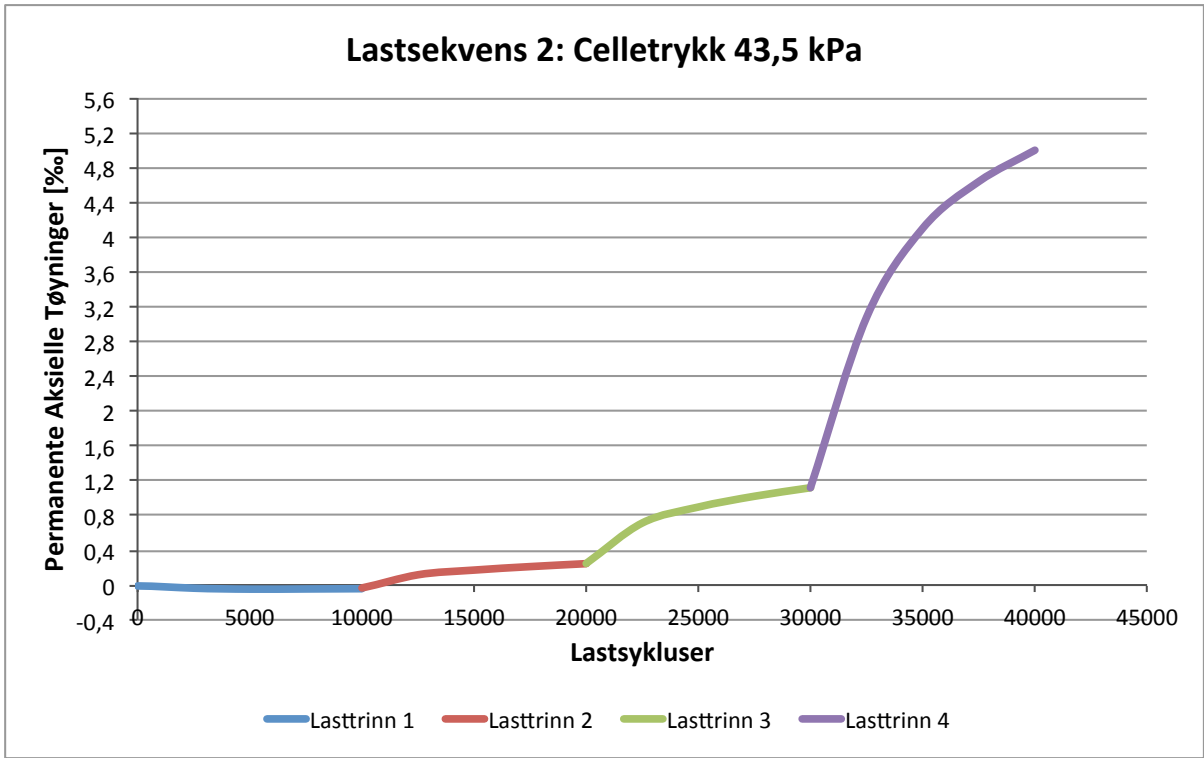


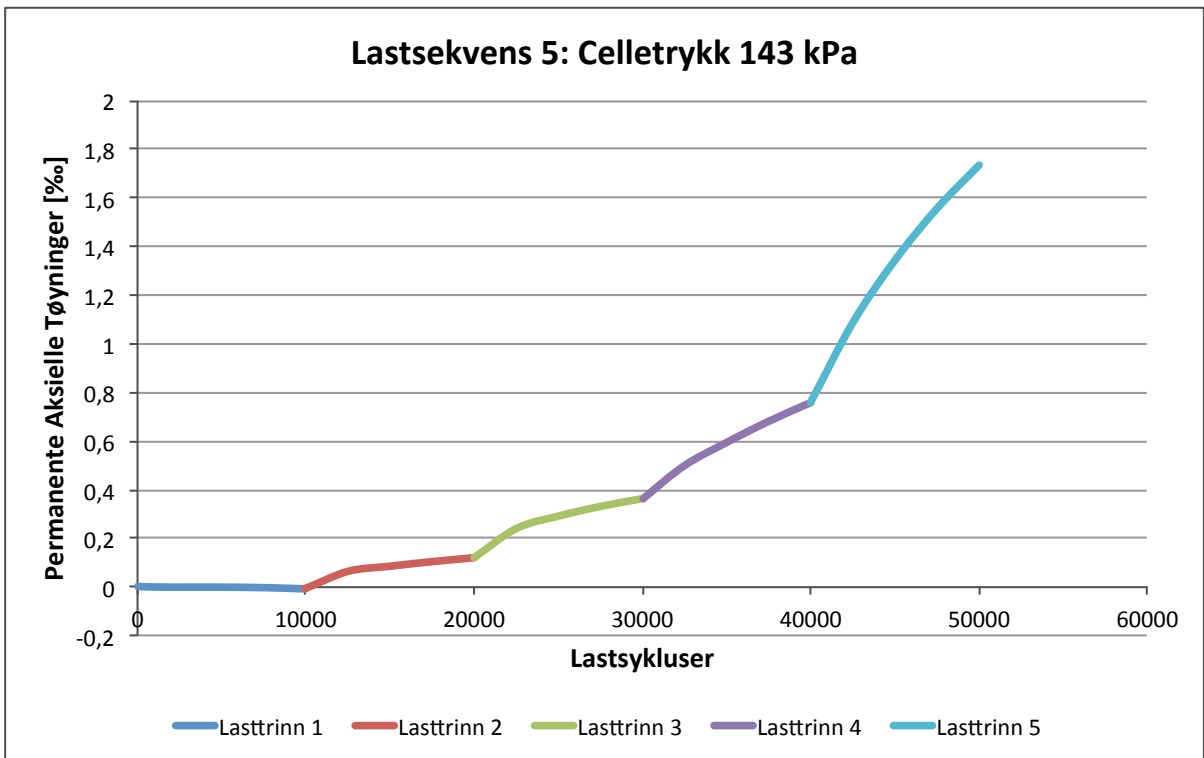
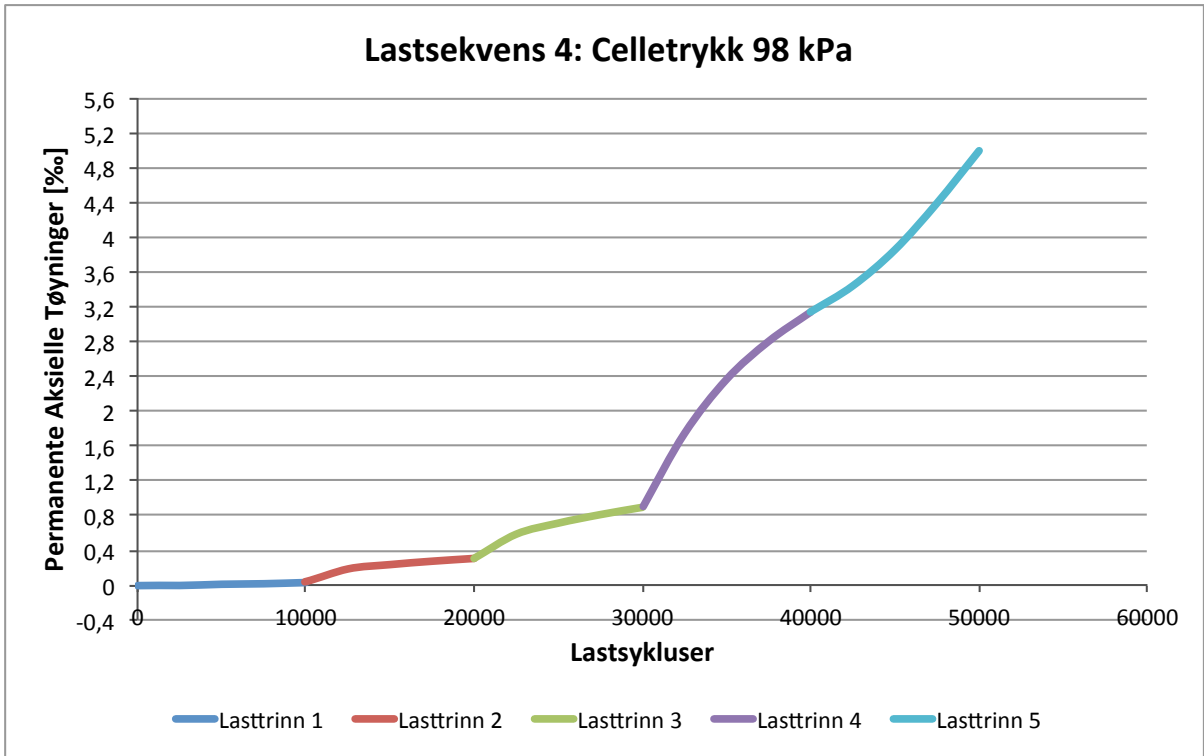




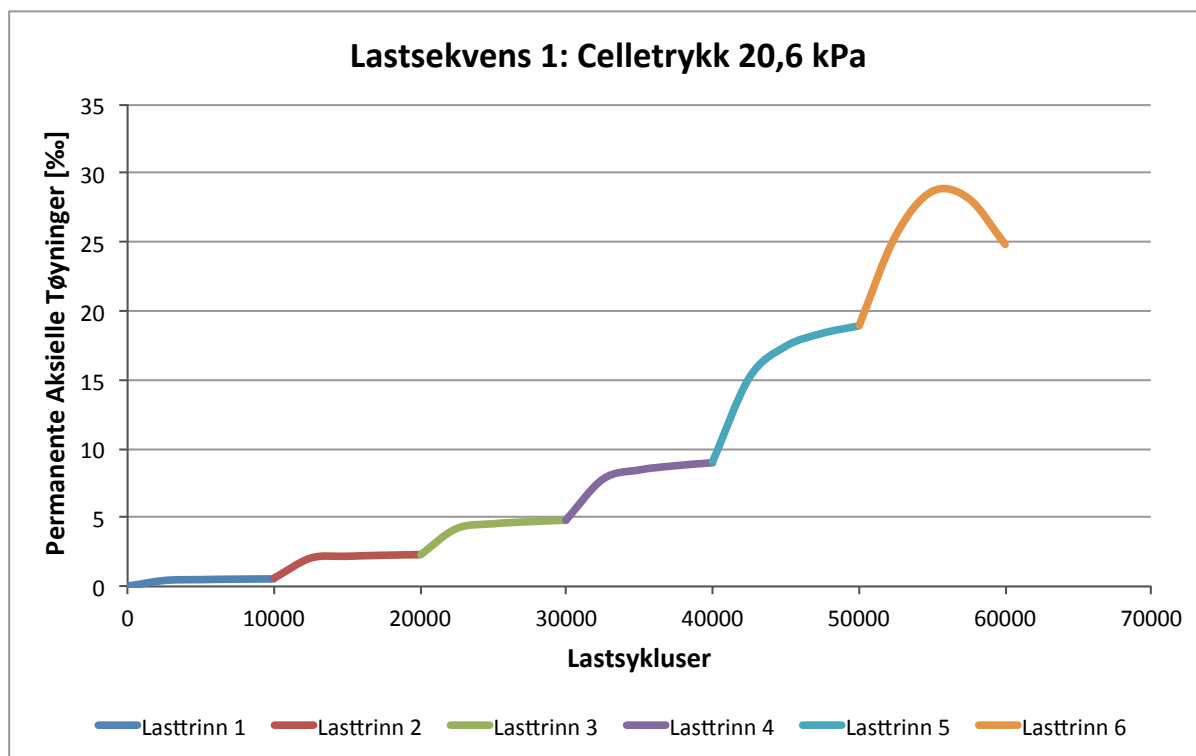
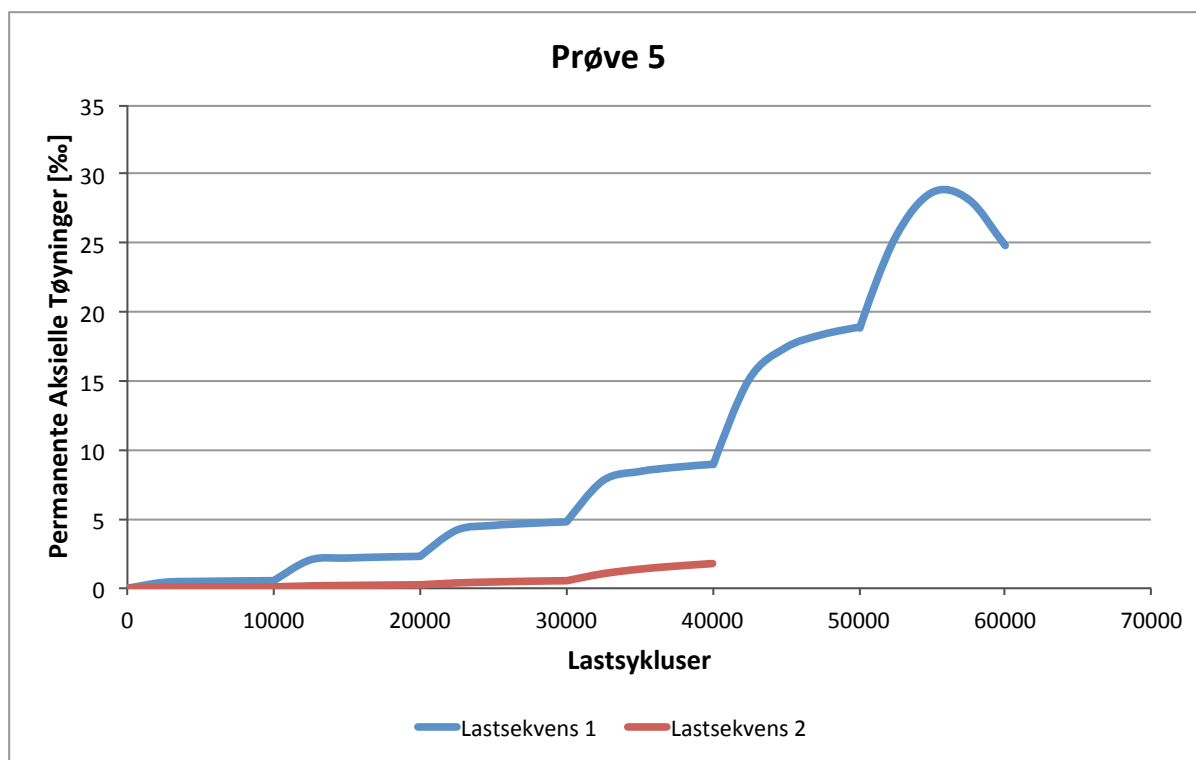
PRØVE 4:

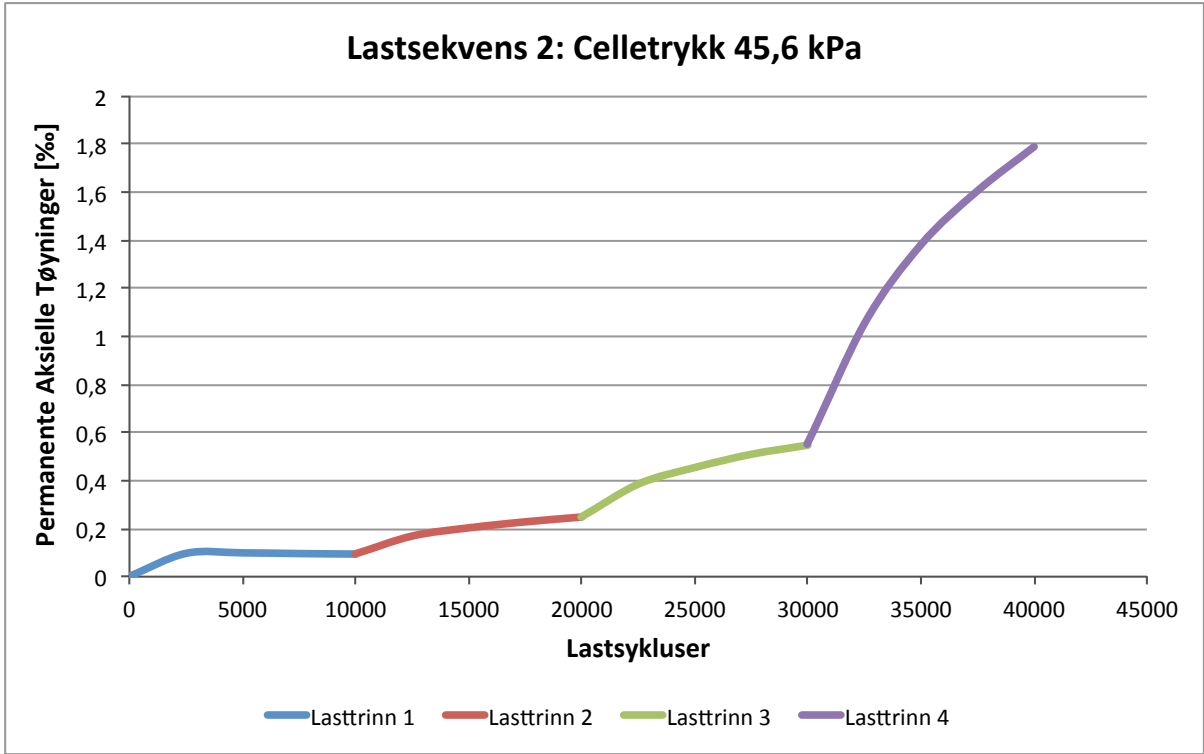




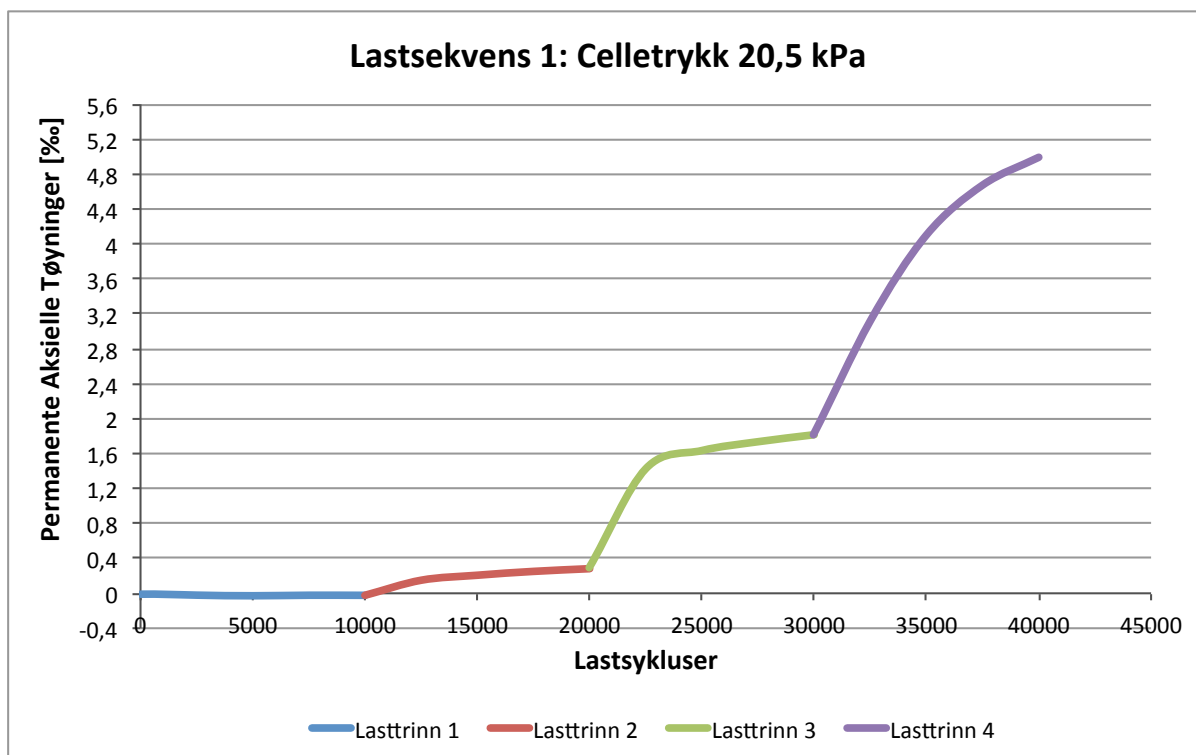
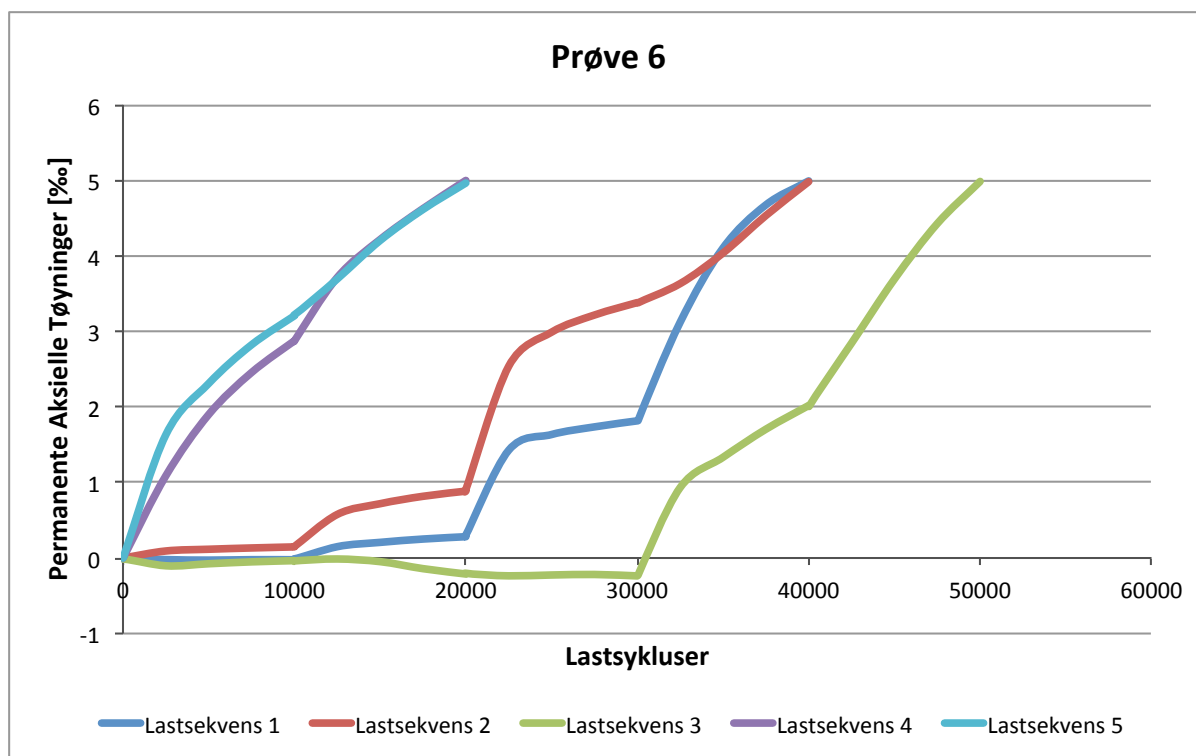


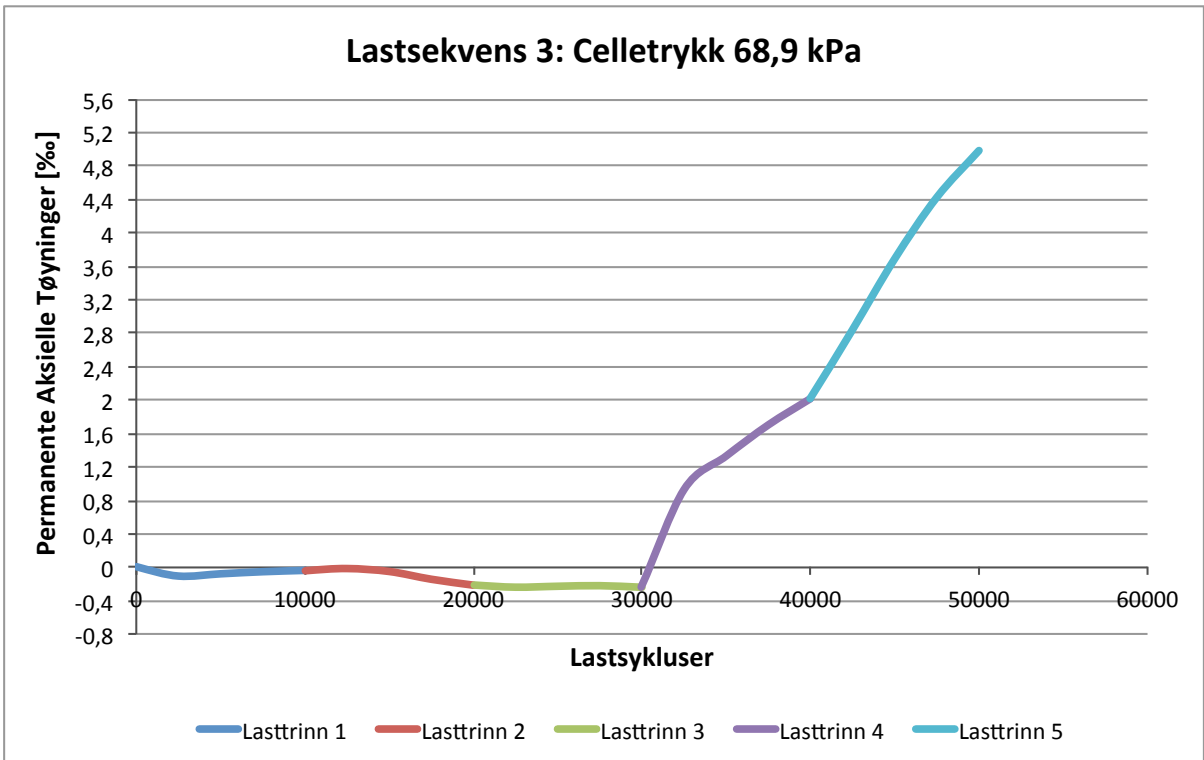
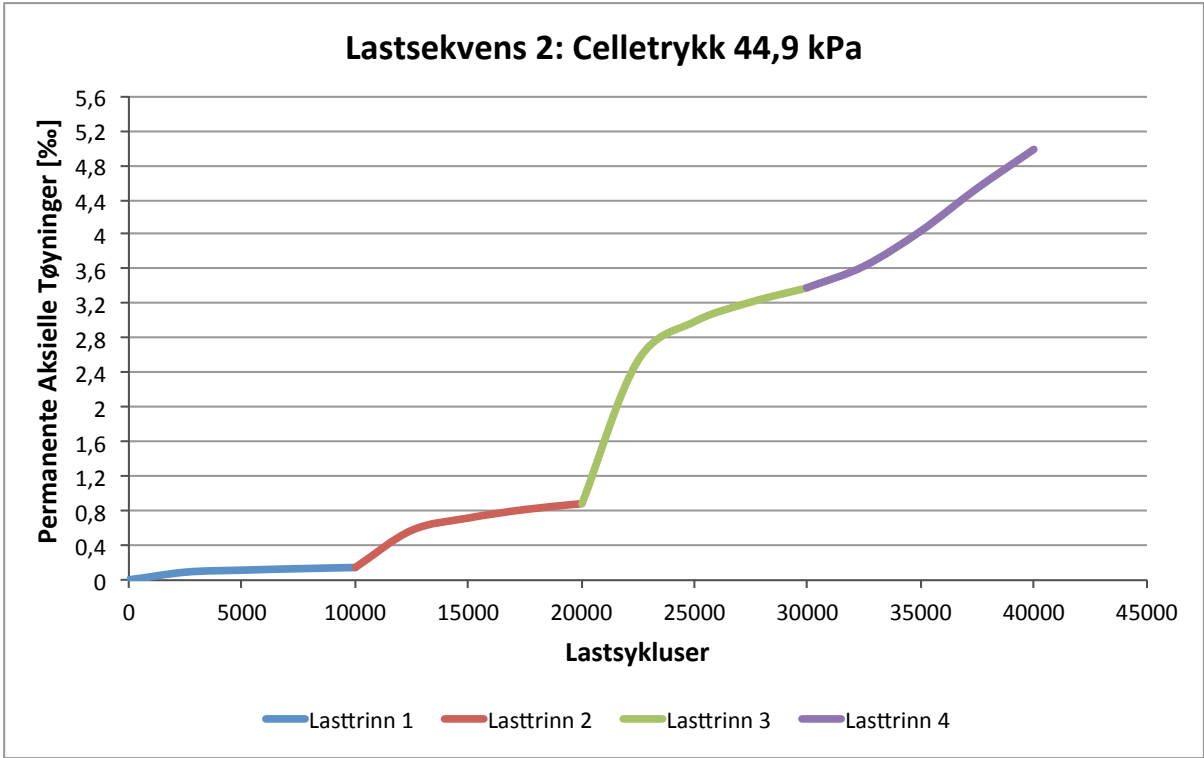
PRØVE 5:

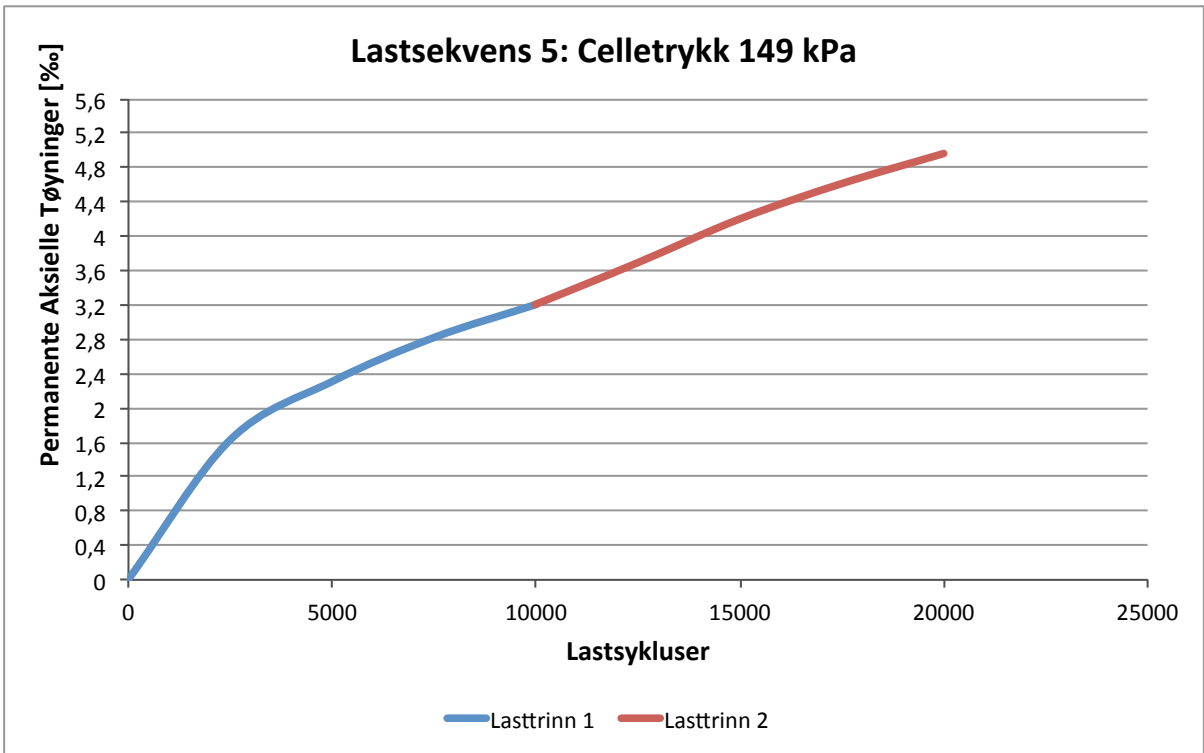
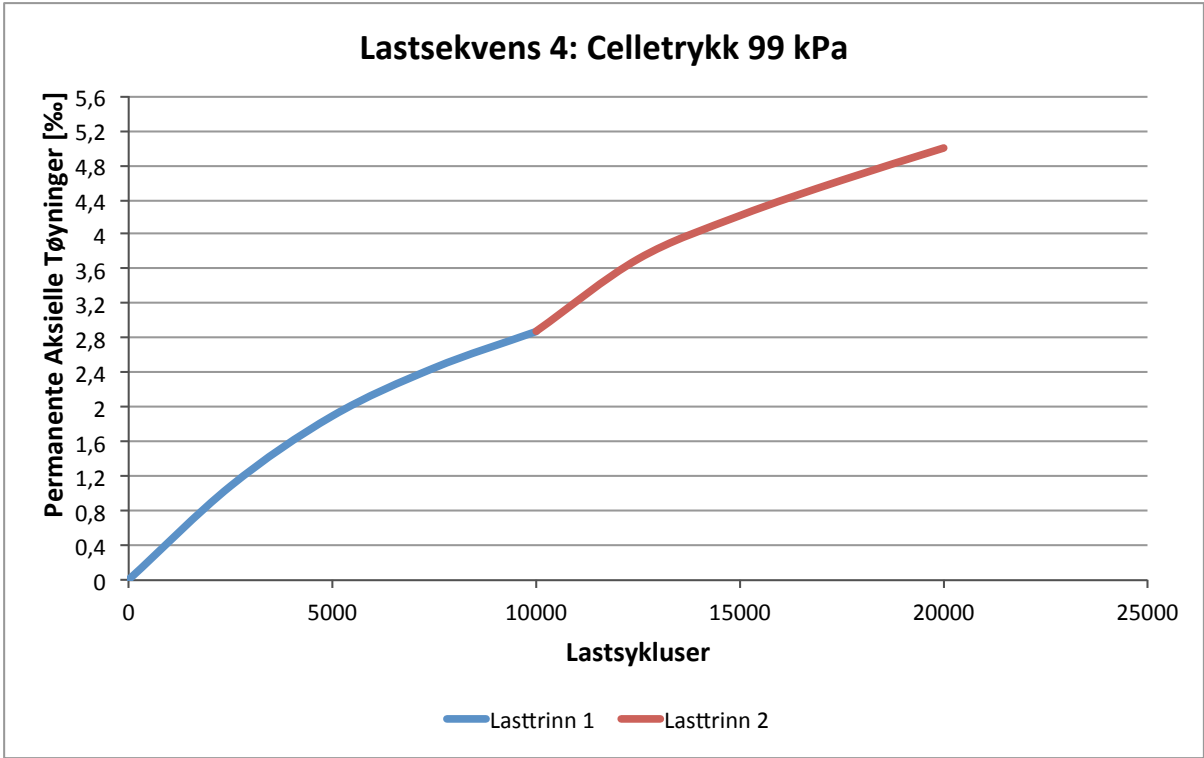




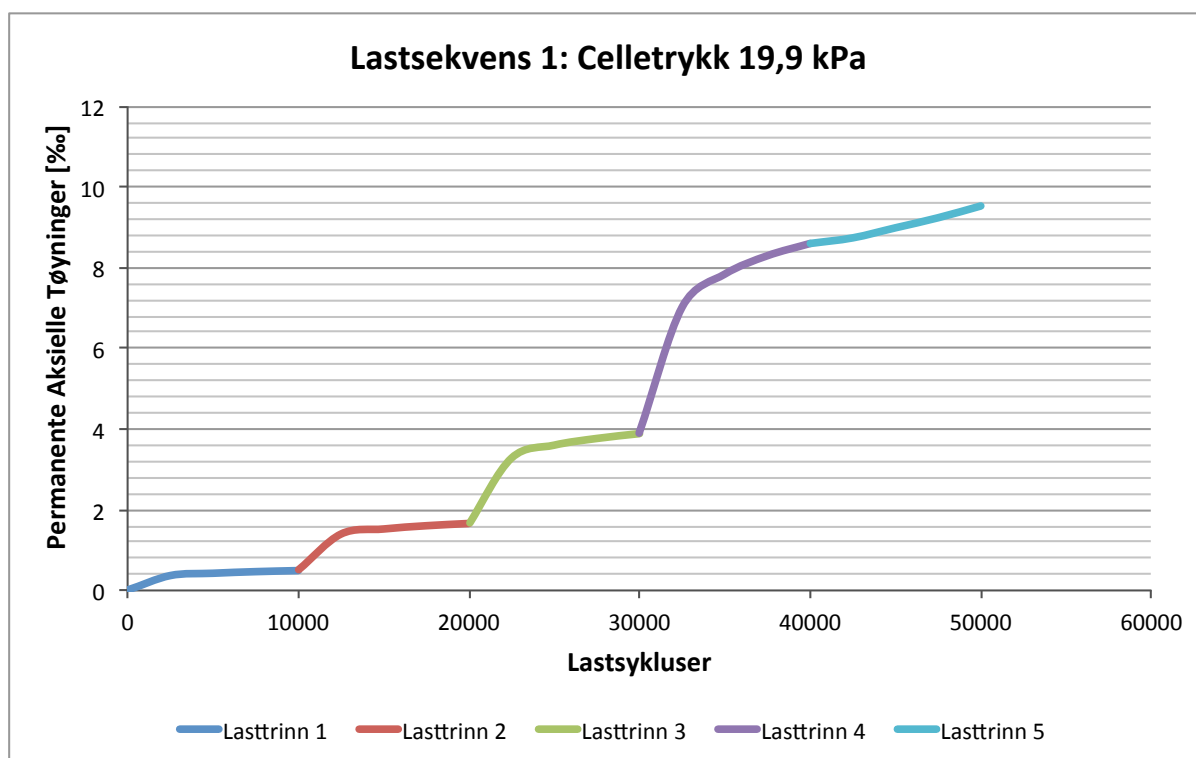
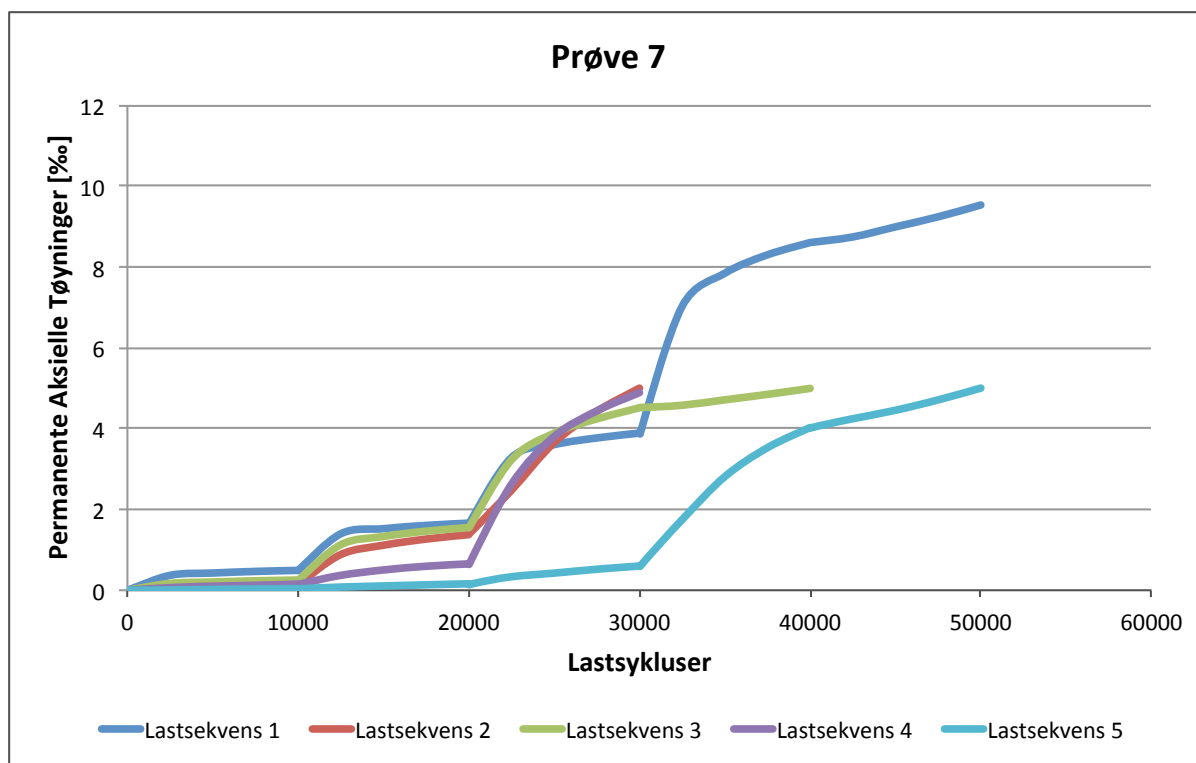
PRØVE 6:



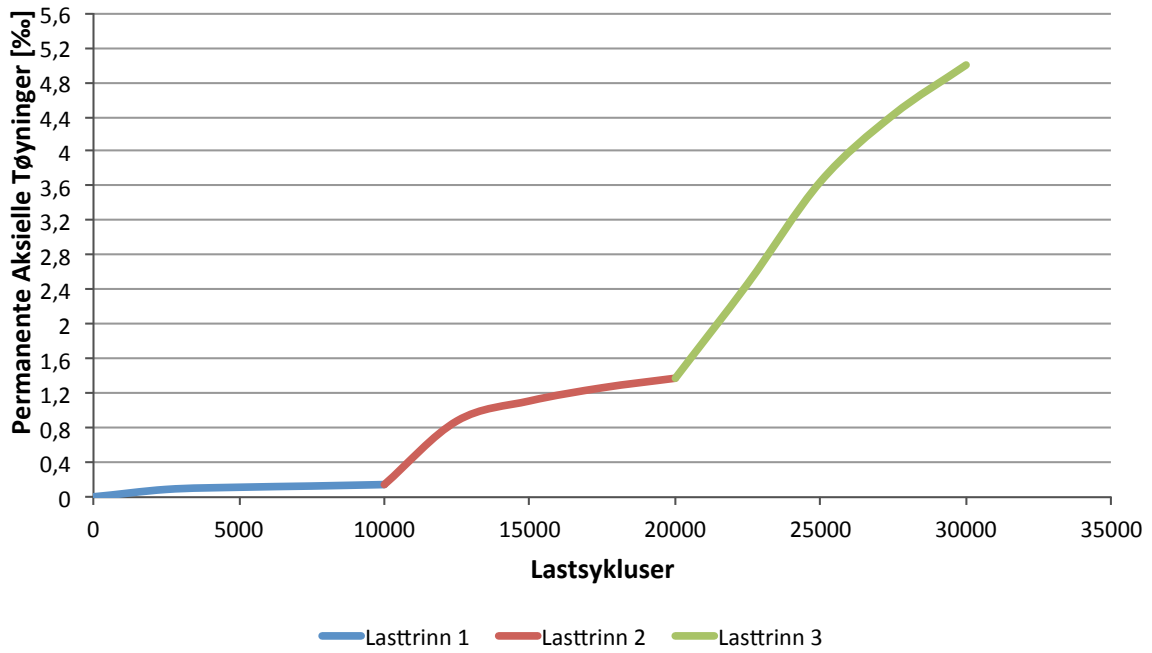




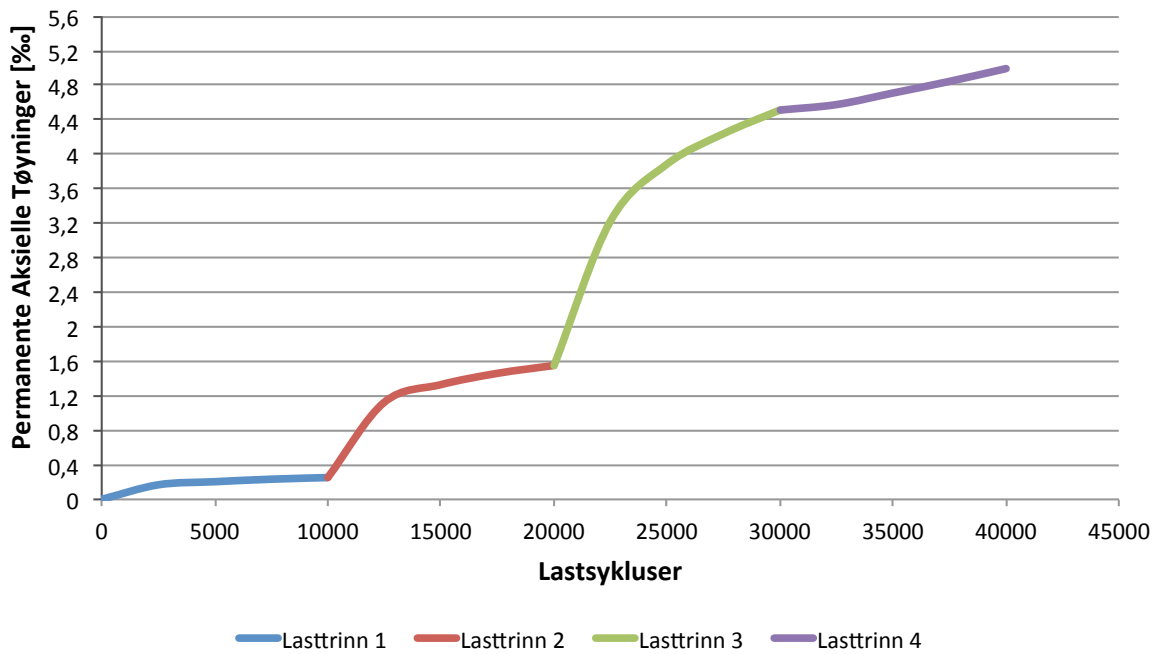
PRØVE 7:

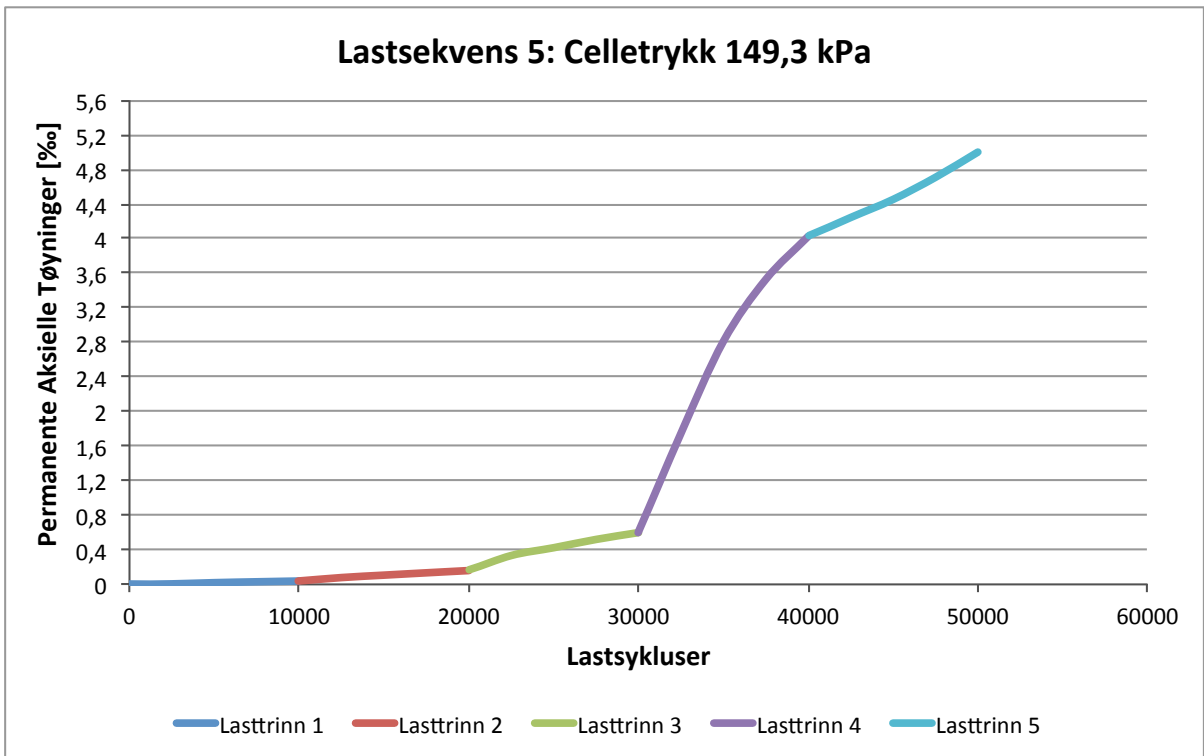
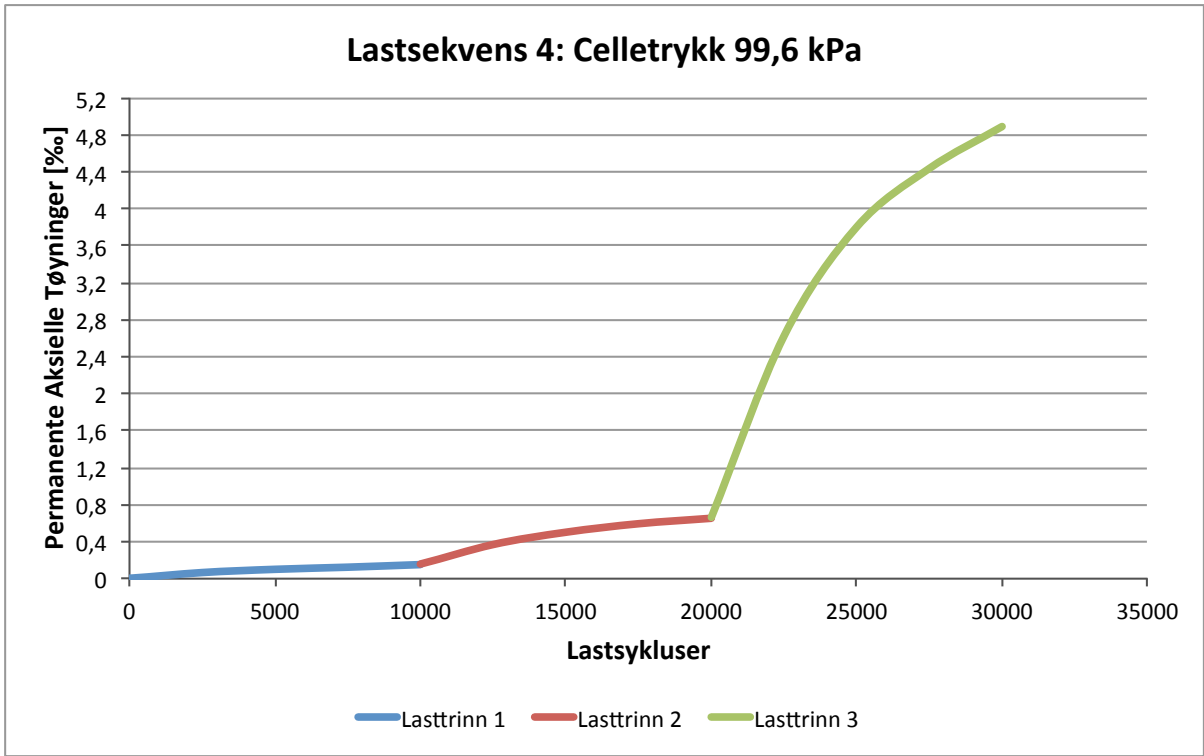


Lastsekvens 2: Celletrykk 42,8 kPa

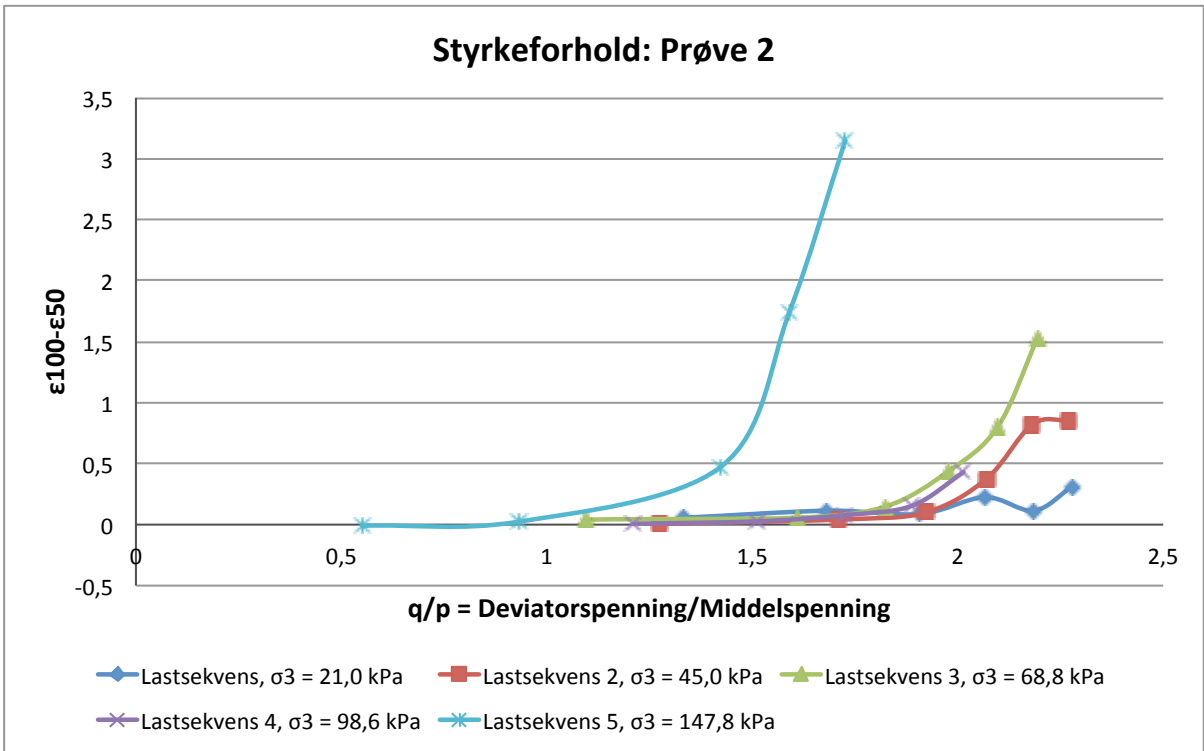
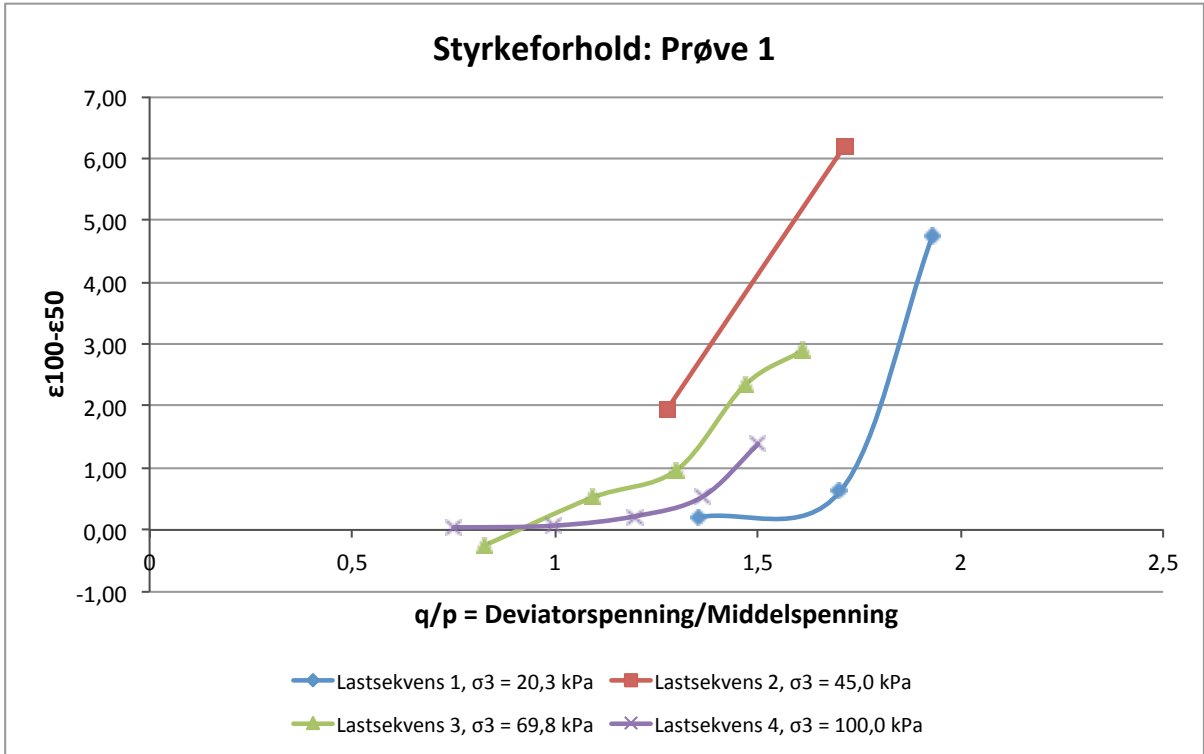


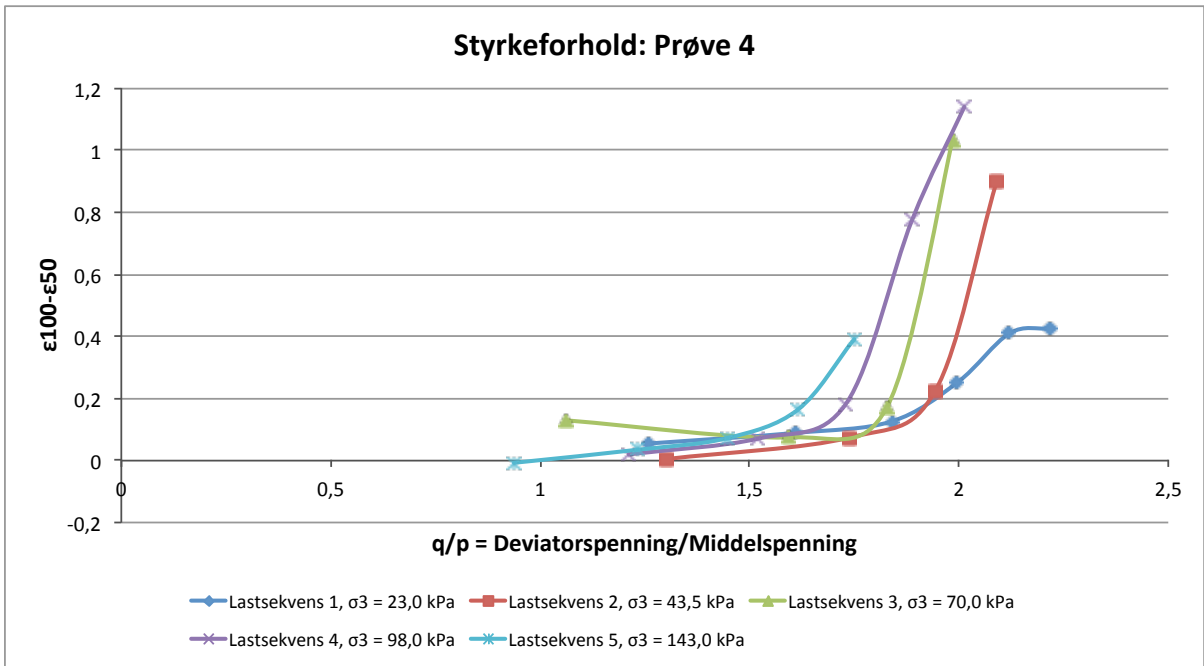
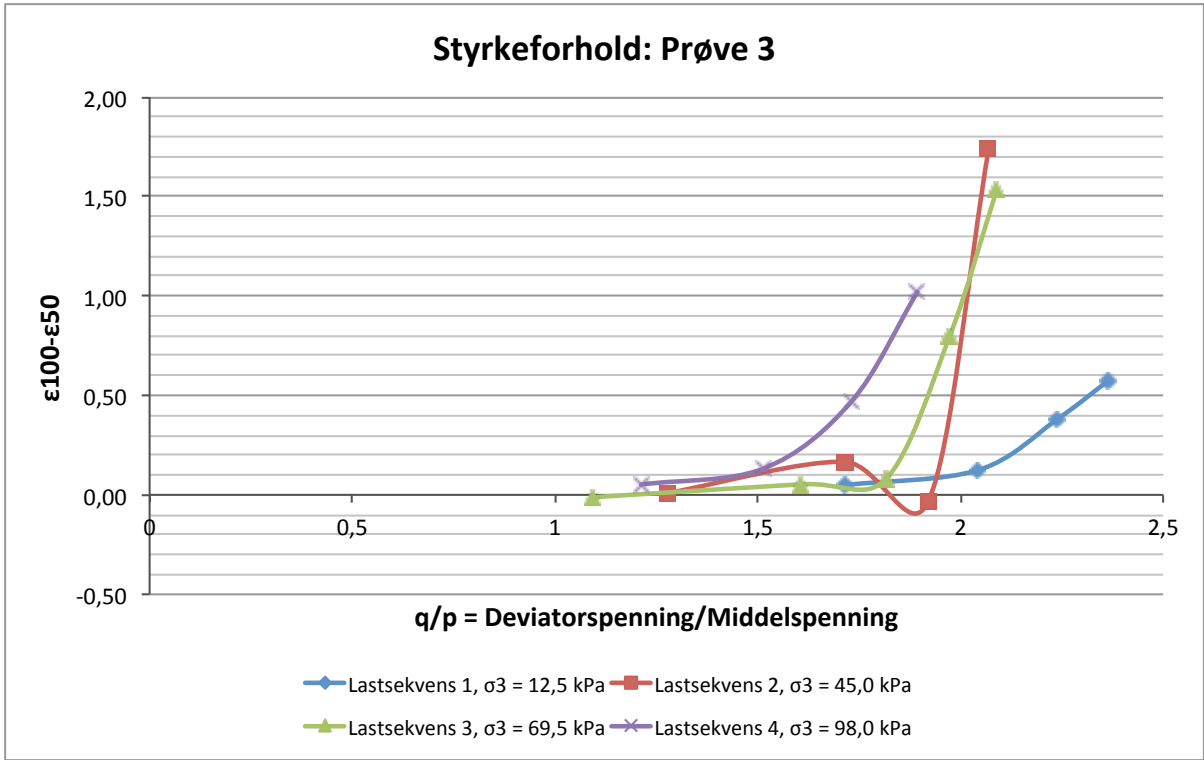
Lastsekvens 3: Celletrykk 69,3 kPa

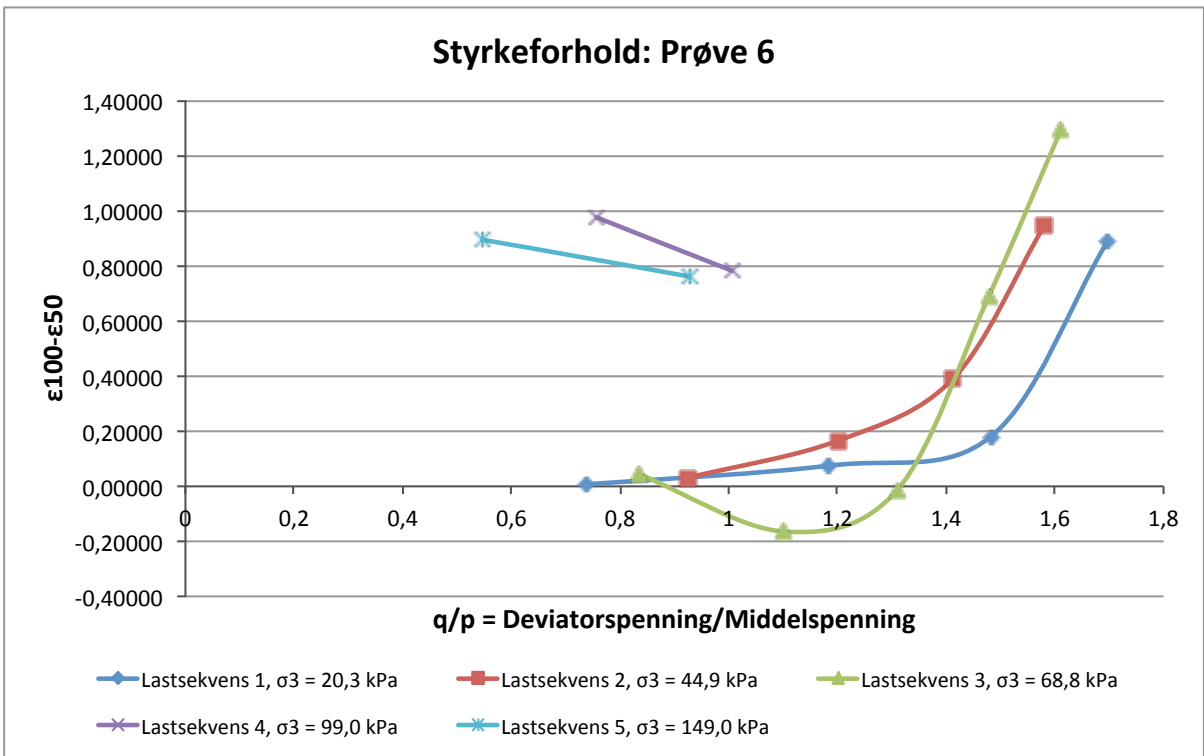
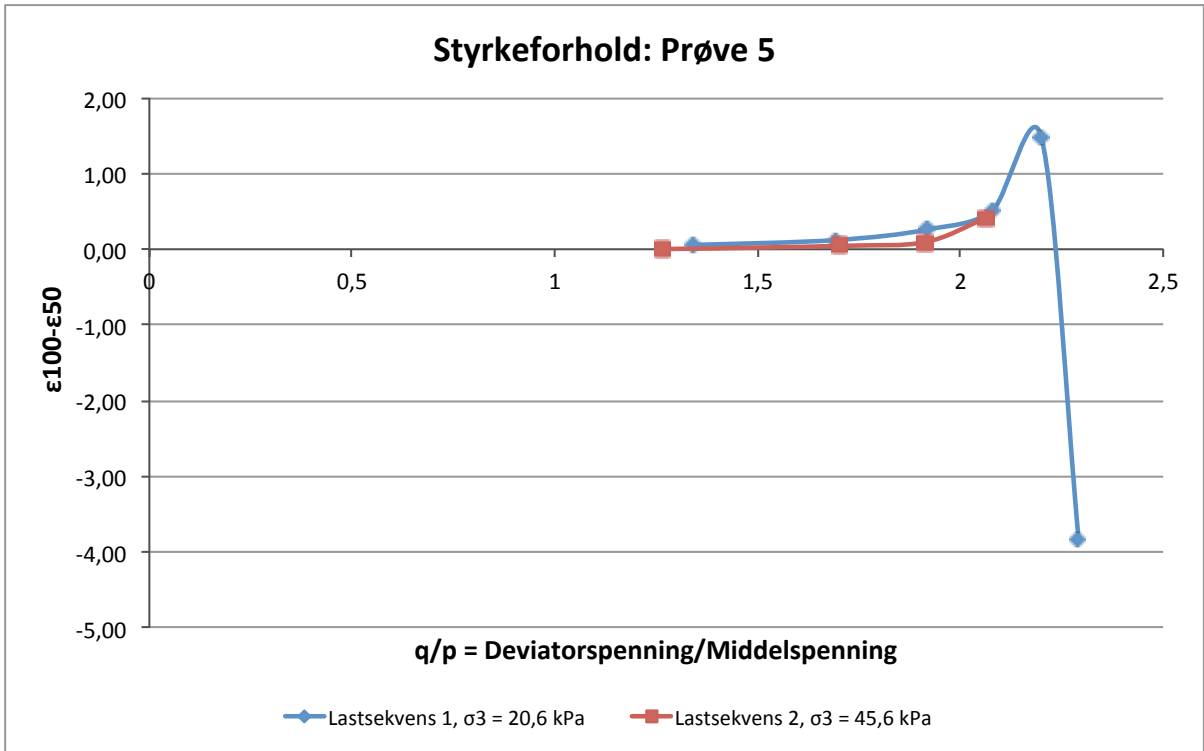




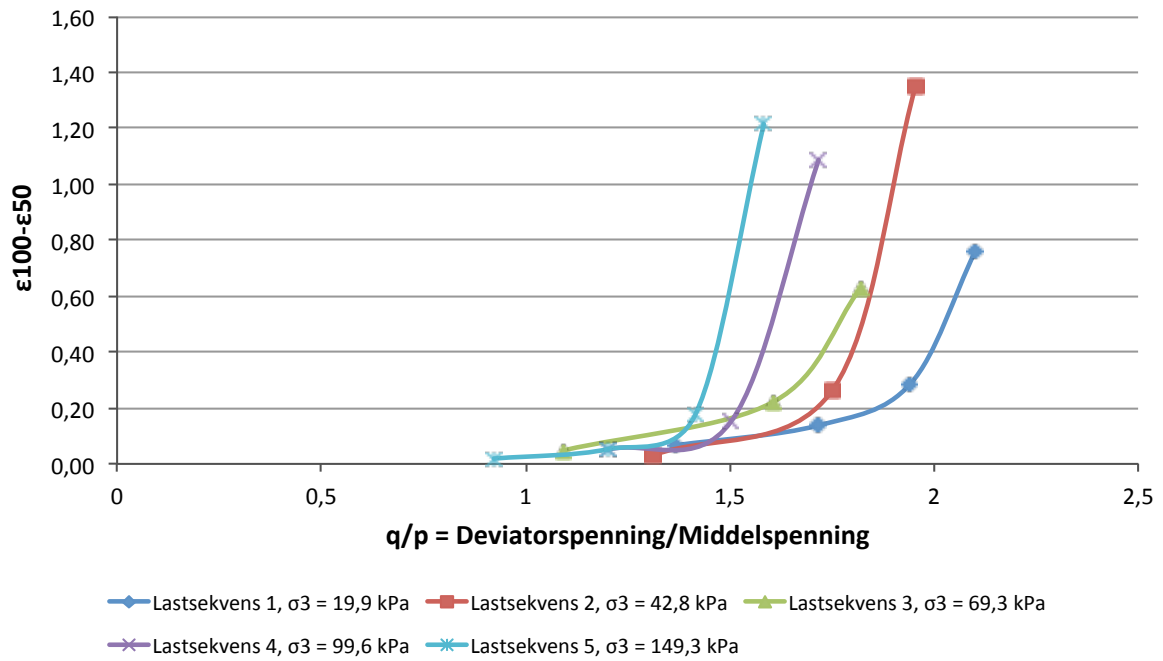
BILAG 6: Styrkeforhold





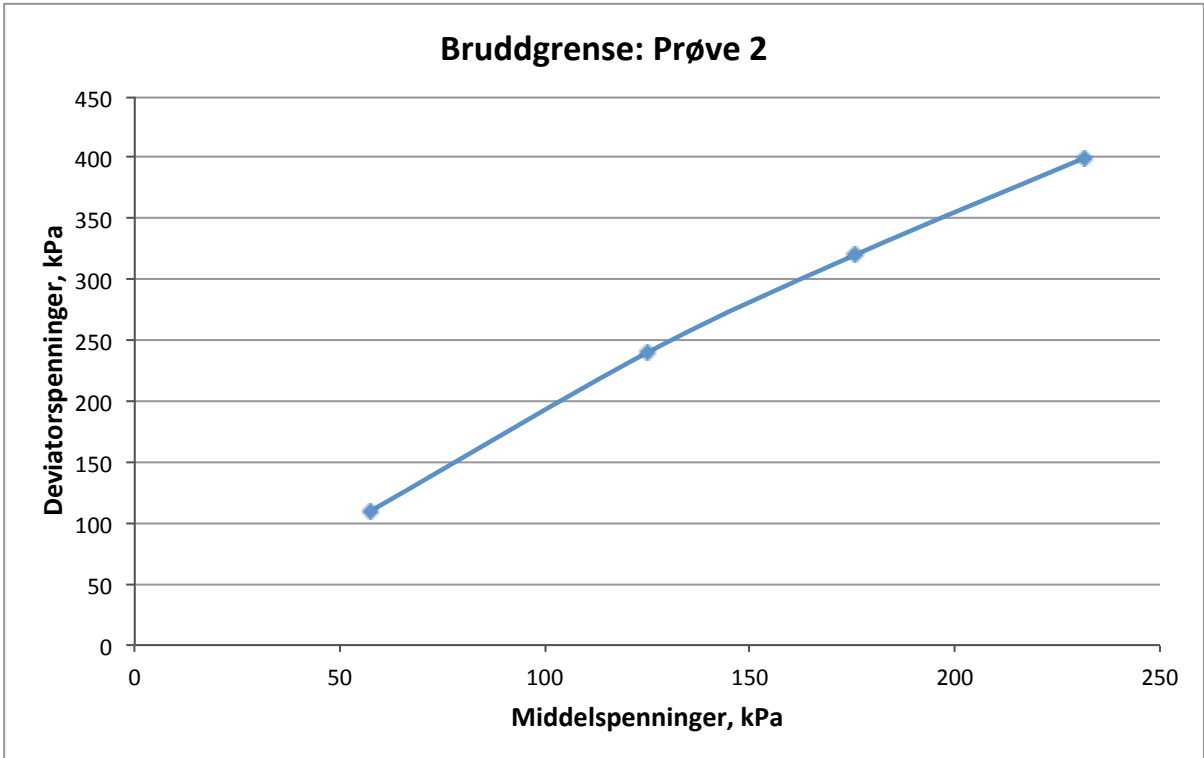
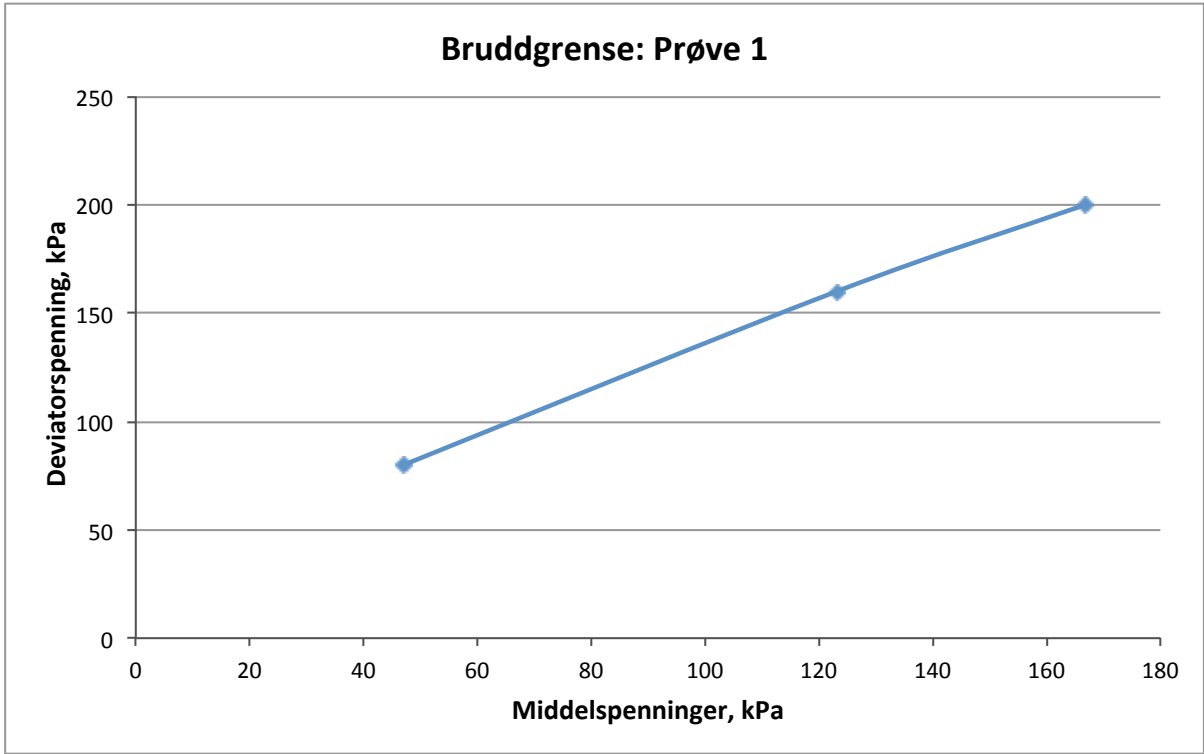


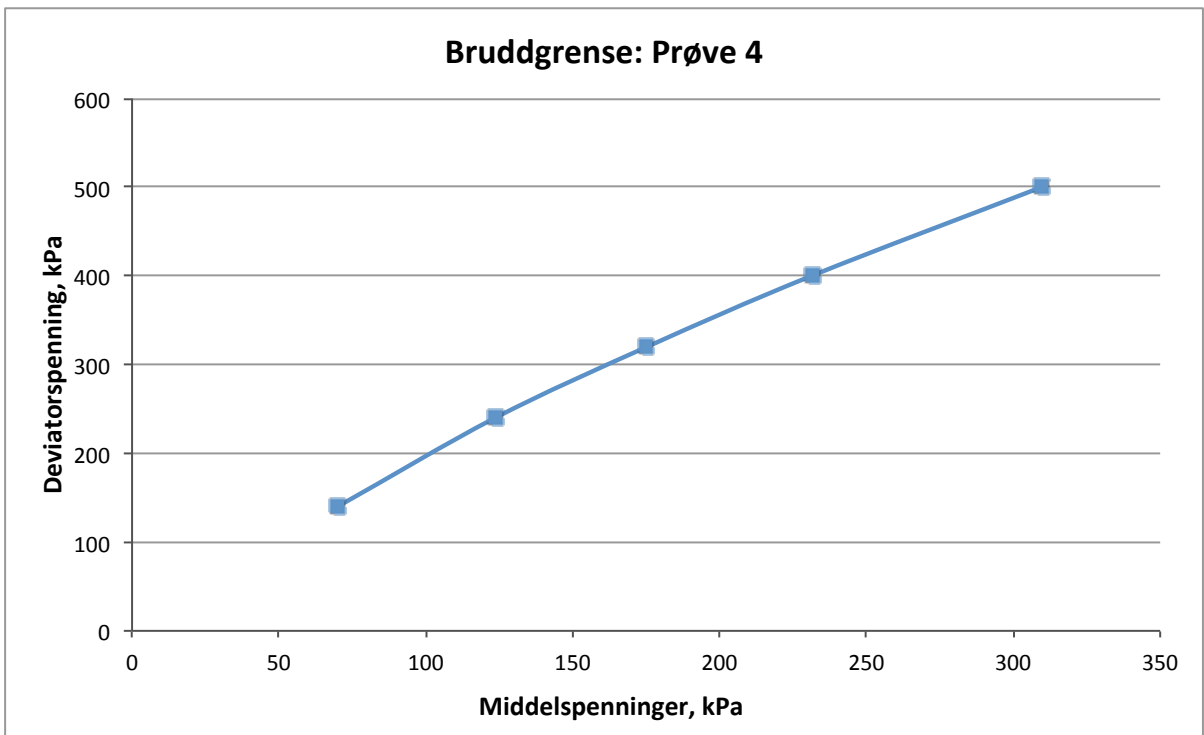
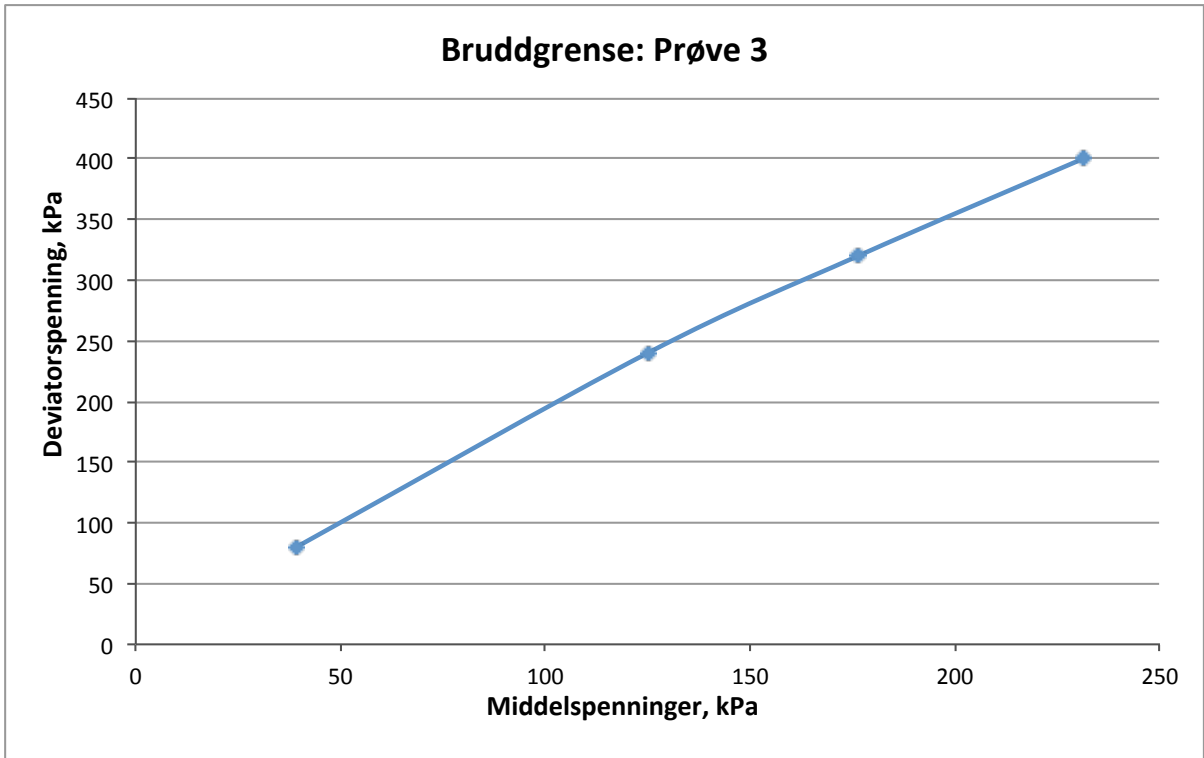
Styrkeforhold: Prøve 7

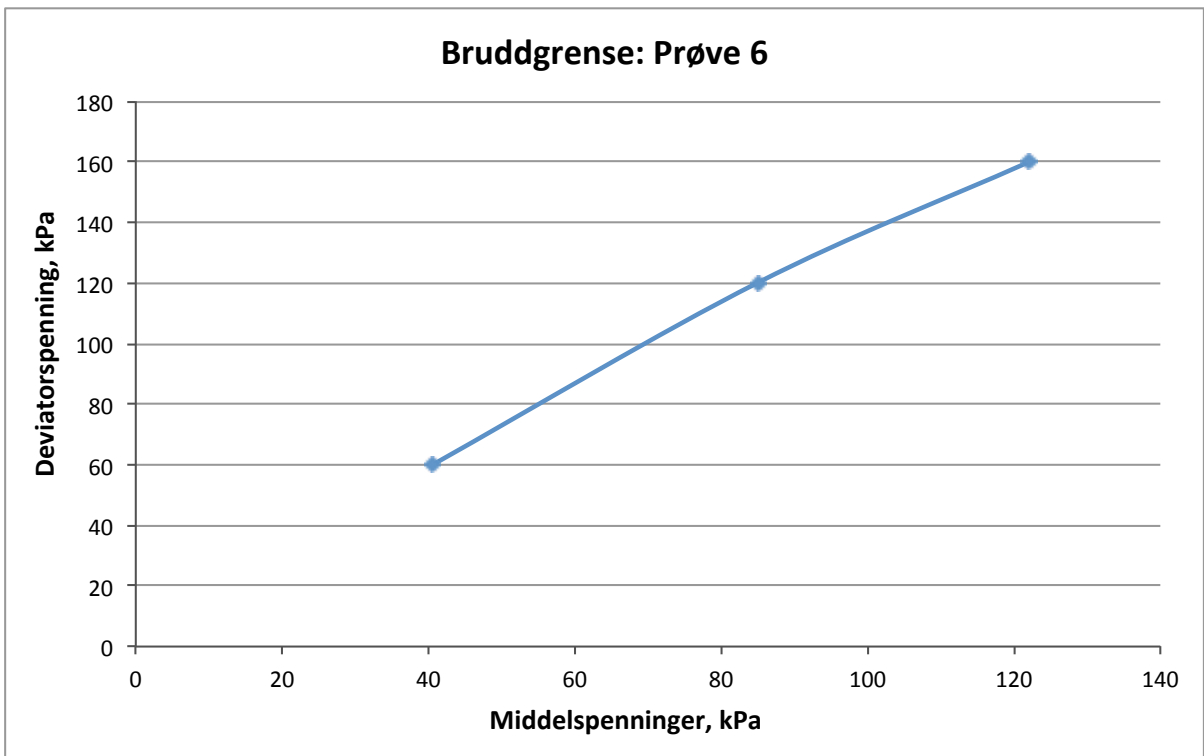
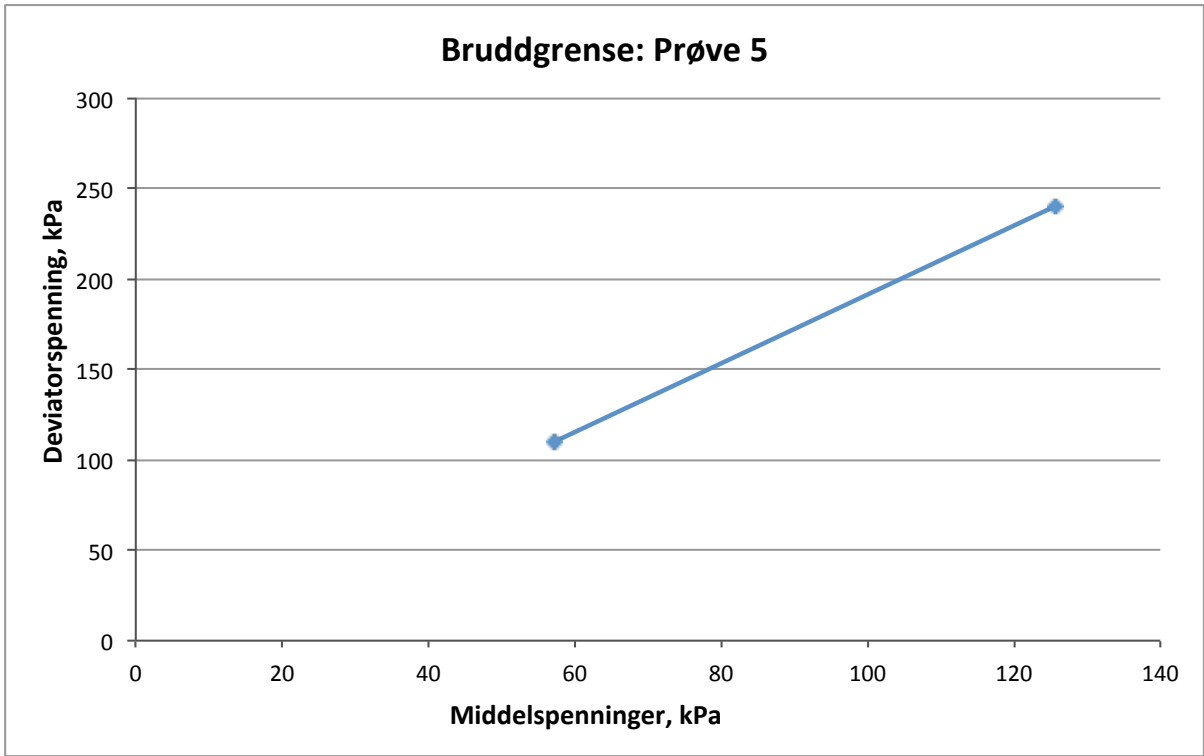


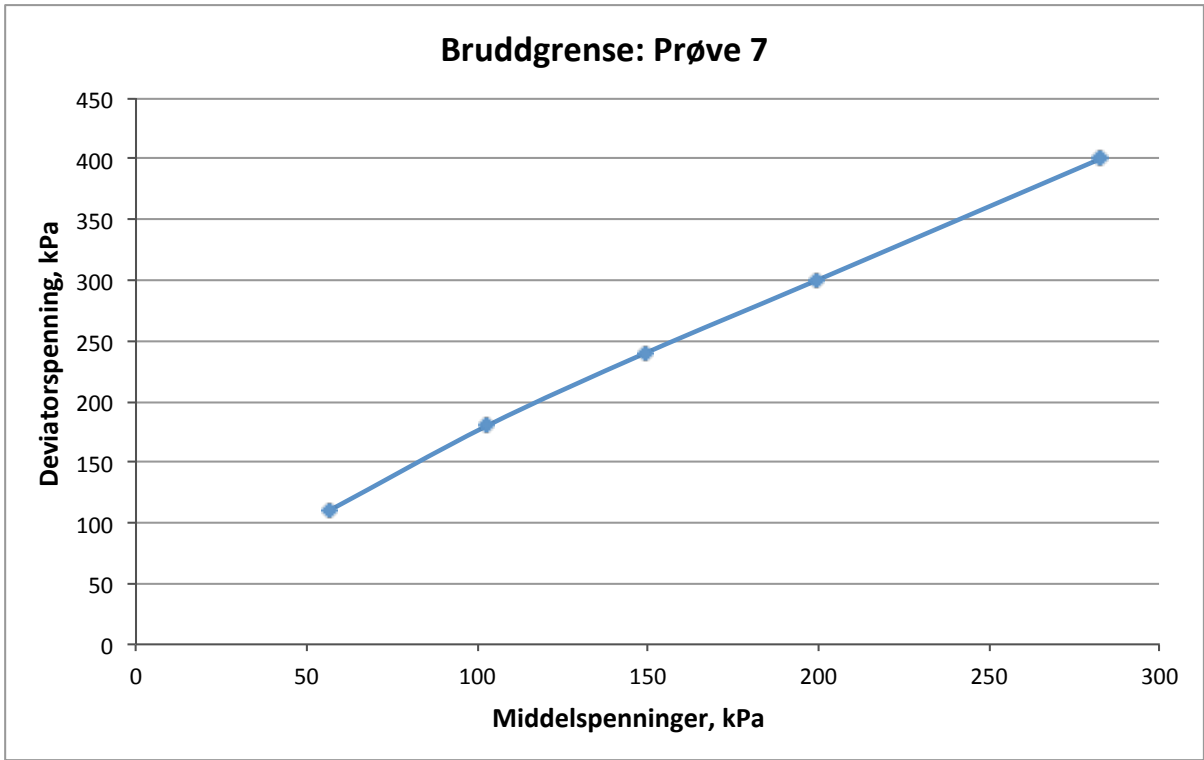
BILAG 7:

Bruddgrense



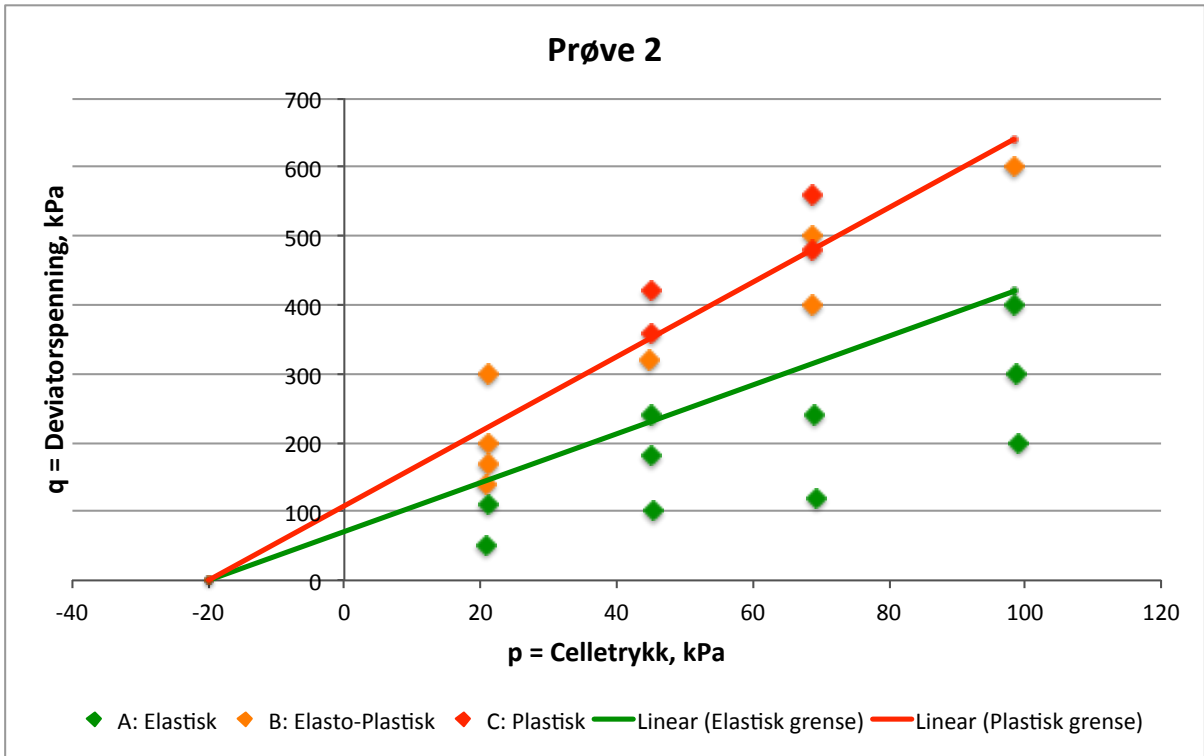
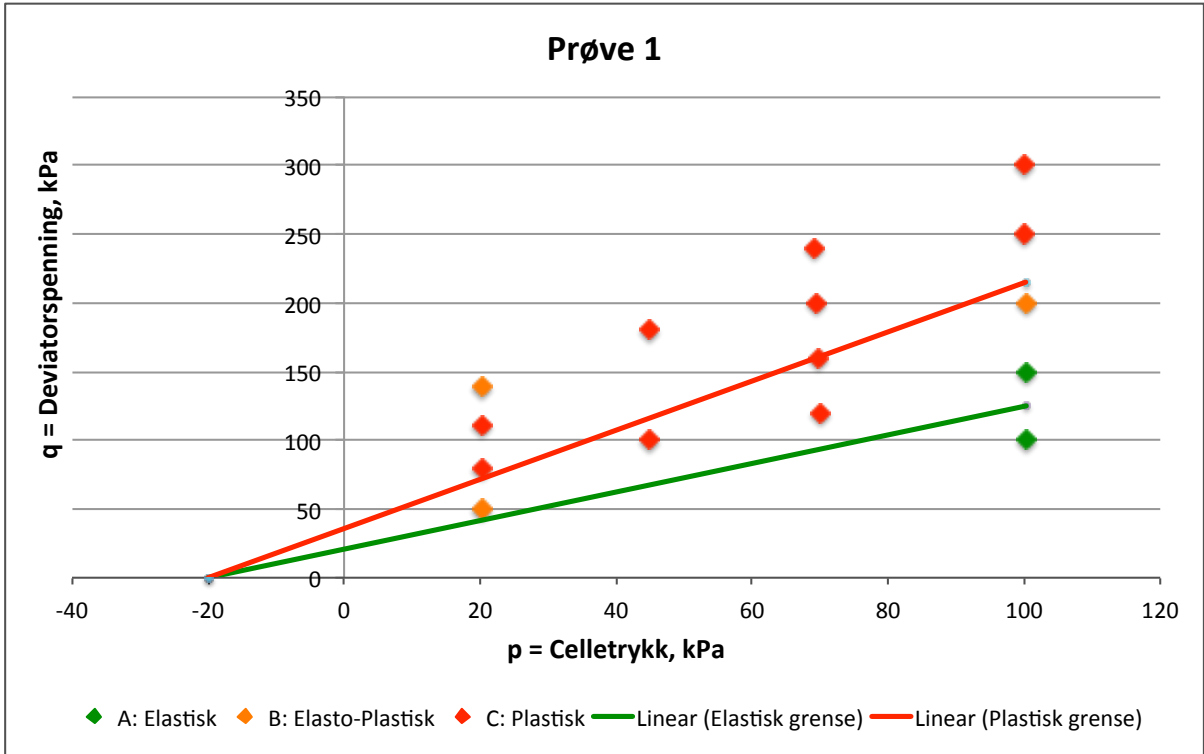


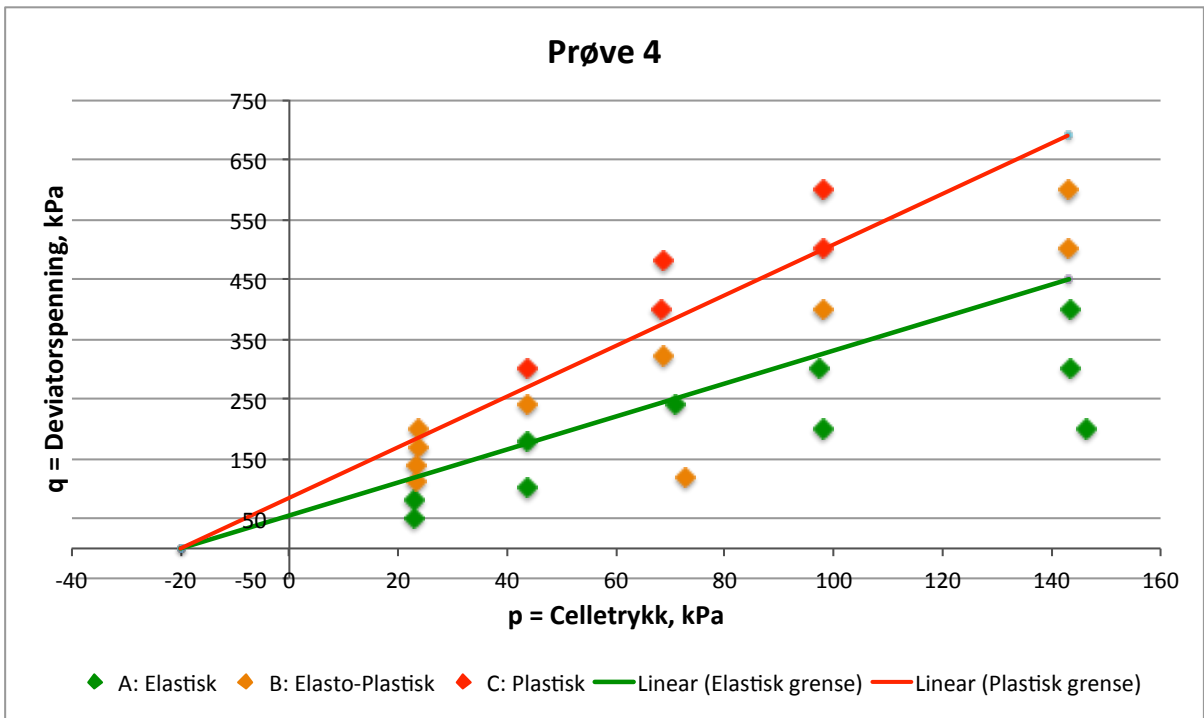
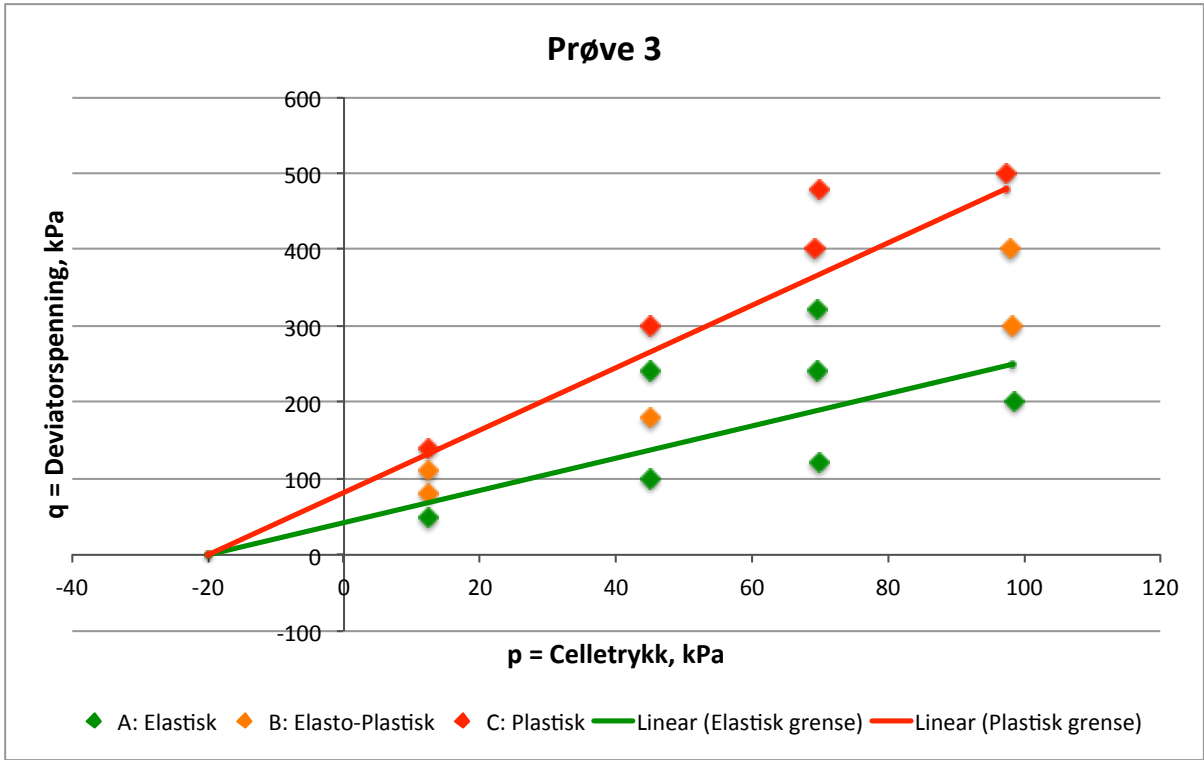


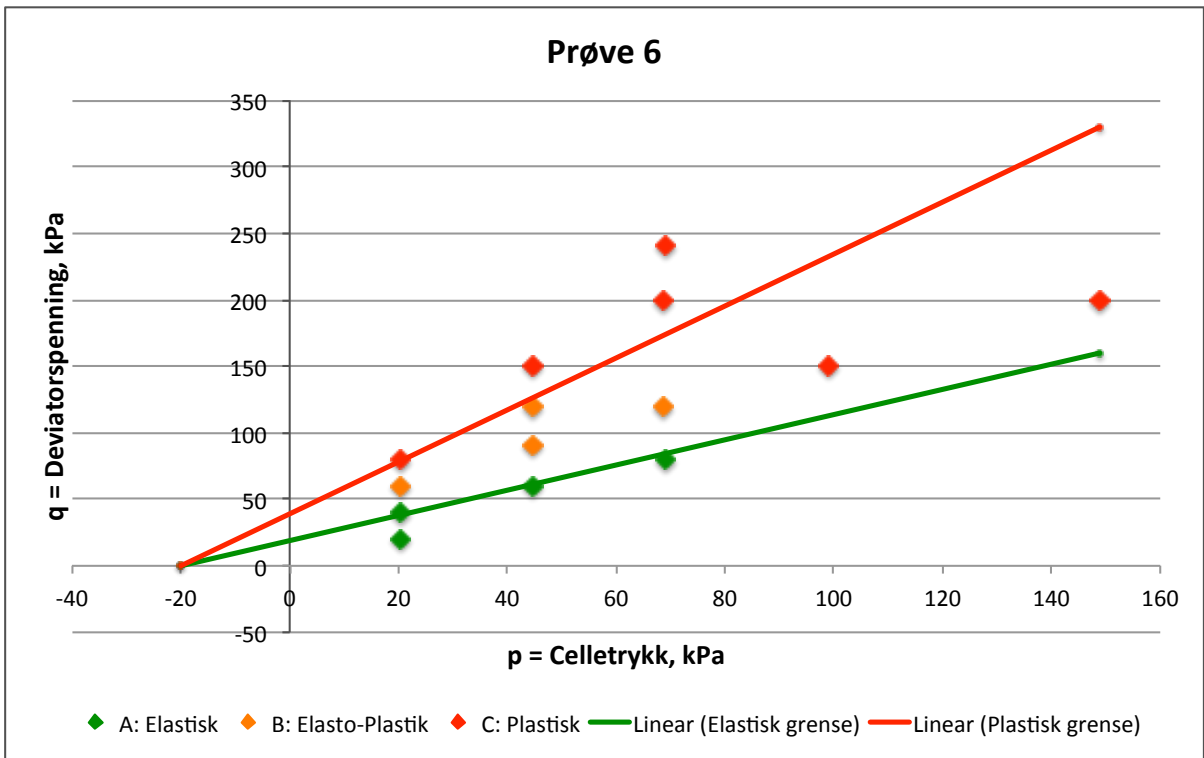
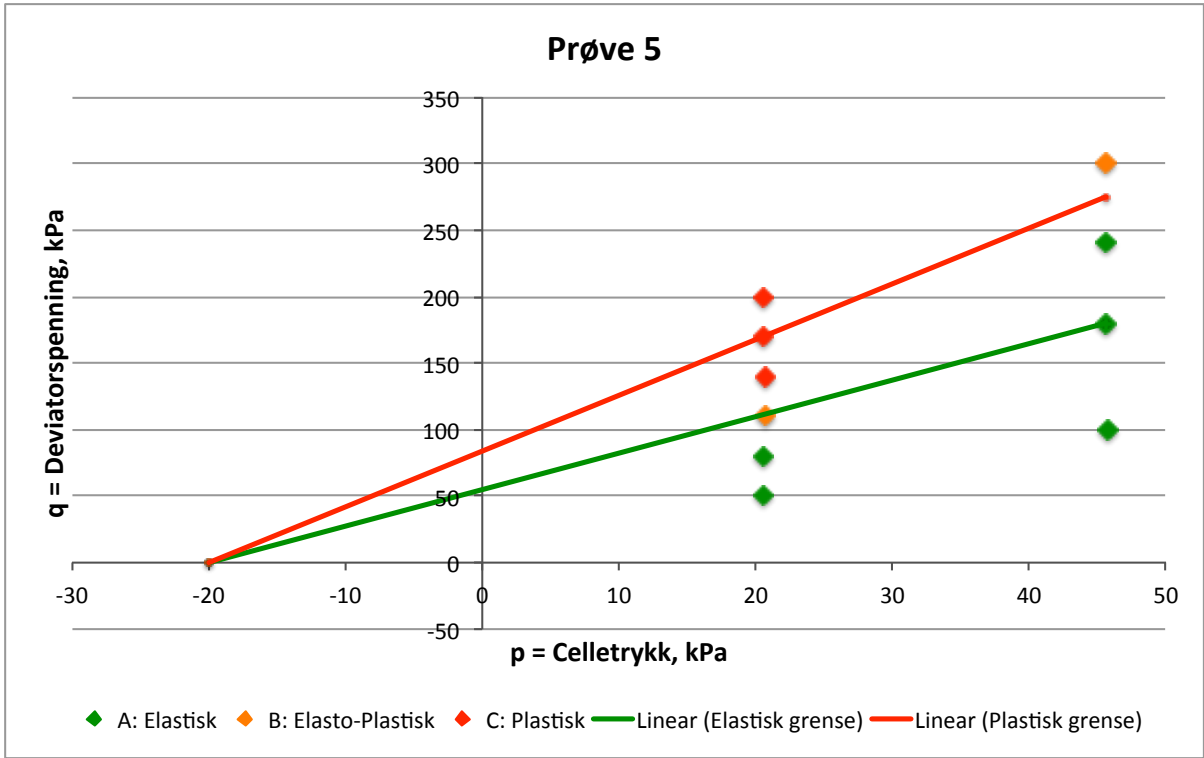


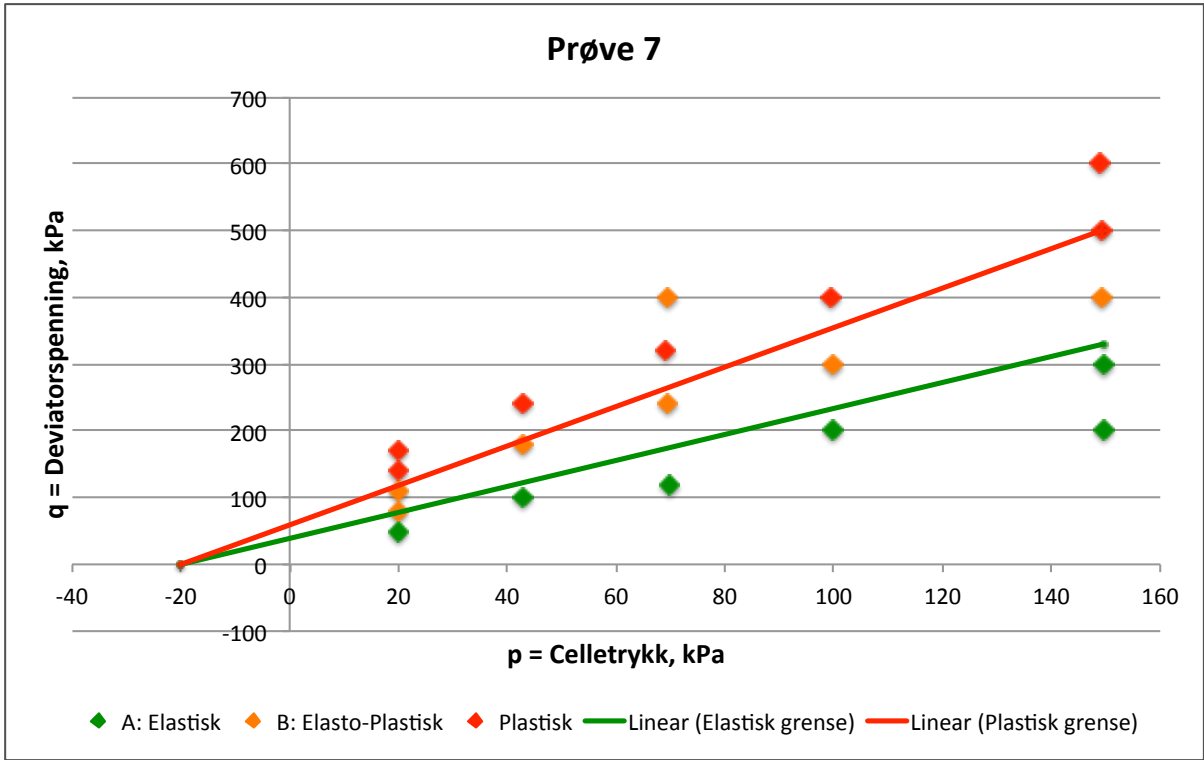
BILAG 8:

Coulomb-kriteriet









12 Vedlegg

VEDLEGG 1: 155

VEDLEGG 2: 161

Vedlegg 1: Oppgavetekst

MASTEROPPGAVE

(TBA4940 Veg, masteroppgave)

VÅREN 2012

for

Lise Lotte Hauger

Effekt av komprimering på styrke og stivhet for granulære materialer

BAKGRUNN

Ubundne materialer utgjør en vesentlig del av bærevnen i vegkonstruksjoner. Spesielt i Norge er dette viktig vi har god tilgang på steinmaterialer av høy kvalitet og dermed kunne klart oss med relativt tynne asfaltlag.

Komprimering av materialene er vesentlig for å kunne utnytte ubundne materialer i bære- og forsterkningslag med en tilfredsstillende utvikling av tilstanden over vegens levetid. Sykliske treaksialforsøk er en avansert metode for å undersøke materialer av denne typen i laboratoriet og godt egnet til å vurdere hvordan endringer i komprimeringsnivå påvirker materialenes styrke og stivhet.

OPPGAVE

Kandidaten skal i oppgaven:

- Gjennomgå og presentere relevant litteratur om laboratoriemetoder for komprimering og styrketesting av ubundne materialer
- Undersøke et utvalgt materiale i laboratoriet
 - Supplere med rutinetester for egenskaper som ikke er kjent
 - Undersøke komprimeringsegenskaper
 - Undersøke hvordan komprimeringsnivå påvirker egenskapene gjennom noen få sykliske treaksialforsøk
- Tolke og framstille resultatene på en oversiktlig måte
- Om mulig trekke konklusjoner om hvordan dette materialet blir påvirket av komprimering.

GENERELT

Oppgaveteksten er ment som en ramme for kandidatens arbeid. Justeringer vil kunne skje underveis, når en ser hvordan arbeidet går. Eventuelle justeringer må skje i samråd med faglærer ved instituttet.

Ved bedømmelsen legges det vekt på grundighet i bearbeidningen og selvstendighet i vurderinger og konklusjoner, samt at framstillingen er velredigert, klar, entydig og ryddig uten å være unødig voluminøs.

Besvarelsen skal inneholde

- standard rapportforside (automatisk fra DAIM, <http://daim.idi.ntnu.no/>)
- tittelside med ekstrakt og stikkord (mal finnes på siden <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank>)
- forord
- sammendrag på norsk og engelsk (studenter som skriver sin masteroppgave på et ikke-skandinavisk språk og som ikke behersker et skandinavisk språk, trenger ikke å skrive sammendrag av masteroppgaven på norsk)
- innholdsfortegnelse inklusive oversikt over figurer, tabeller og vedlegg
- om nødvendig en liste med beskrivelse av viktige betegnelser og forkortelser benyttet
- hovedteksten
- referanser til kildemateriale som ikke er av generell karakter, dette gjelder også for muntlig informasjon og opplysninger.
- oppgaveteksten (denne teksten signert av faglærer) legges ved som Vedlegg 1.
- besvarelsen skal ha komplett paginering (sidenummerering).

Besvarelsen kan evt. utformes som en vitenskapelig artikkel. Arbeidet leveres da også med rapportforside og tittelside og om nødvendig med vedlegg som dokumenterer arbeid utført i prosessen med utforming av artikkelen.

Se forøvrig «Råd og retningslinjer for rapportskrivning ved prosjektarbeid og masteroppgave ved Institutt for bygg, anlegg og transport». Finnes på <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank>

Hva skal innleveres?

Rutiner knyttet til innlevering av masteroppgaven er nærmere beskrevet på <http://daim.idi.ntnu.no/>. Trykking av masteroppgaven bestilles via DAIM direkte til Skipnes Trykkeri som leverer den trykte oppgaven til instituttkontoret 2-4 dager senere. Instituttet betaler for 3 eksemplarer, hvorav instituttet beholder 2 eksemplarer. Ekstra eksemplarer må bekostes av kandidaten/ ekstern samarbeidspartner.

Ved innlevering av oppgaven skal kandidaten levere en CD med besvarelsen i digital form i pdf- og word-versjon med underliggende materiale (for eksempel datainnsamling) i digital form (f. eks. excel). Videre skal kandidaten levere innleveringsskjemaet (fra DAIM) hvor både Ark-Bibl i SBI og Fellestjenester (Byggsikring) i SB II har signert på skjemaet. Innleveringsskjema med de aktuelle signaturene underskrives av instituttkontoret før skjemaet leveres Fakultetskontoret.

Dokumentasjon som med instituttets støtte er samlet inn under arbeidet med oppgaven skal leveres inn sammen med besvarelsen.

Besvarelsen er etter gjeldende reglement NTNUs eiendom. Eventuell benyttelse av materialet kan bare skje etter godkjenning fra NTNU (og ekstern samarbeidspartner der dette er aktuelt). Instituttet har rett til å bruke resultatene av arbeidet til undervisnings- og forskningsformål som om

det var utført av en ansatt. Ved bruk ut over dette, som utgivelse og annen økonomisk utnyttelse, må det inngås særskilt avtale mellom NTNU og kandidaten.

(Evt) Avtaler om ekstern veiledning, gjennomføring utenfor NTNU, økonomisk støtte m.v.

Beskrives her når dette er aktuelt. Se <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank> for avtaleskjema.

Helse, miljø og sikkerhet (HMS):

NTNU legger stor vekt på sikkerheten til den enkelte arbeidstaker og student. Den enkeltes sikkerhet skal komme i første rekke og ingen skal ta unødige sjanser for å få gjennomført arbeidet. Studenten skal derfor ved uttak av masteroppgaven få utdelt brosjyren "Helse, miljø og sikkerhet ved feltarbeid m.m. ved NTNU".

Dersom studenten i arbeidet med masteroppgaven skal delta i feltarbeid, tokt, befarings, feltkurs eller ekskursjoner, skal studenten sette seg inn i "Retningslinje ved feltarbeid m.m.". Dersom studenten i arbeidet med oppgaven skal delta i laboratorie- eller verkstedarbeid skal studenten sette seg inn i og følge reglene i "Laboratorie- og verkstedhåndbok". Disse dokumentene finnes på fakultetets HMS-sider på nettet, se <http://www.ntnu.no/ivt/adm/hms/>.

Studenter har ikke full forsikringsdekning gjennom sitt forhold til NTNU. Dersom en student ønsker samme forsikringsdekning som tilsatte ved universitetet, anbefales det at han/hun tegner reiseforsikring og personskadeforsikring. Mer om forsikringsordninger for studenter finnes under samme lenke som ovenfor.

Innleveringsfrist:

Arbeidet med oppgaven starter 16. januar 2012

Besvarelsen leveres senest ved registrering i DAIM innen 11. juni 2012 kl 2359.

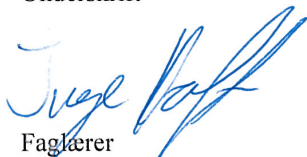
Faglærer ved instituttet: Inge Hoff

Veileder(eller kontaktperson) hos ekstern samarbeidspartner:

Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

Dato: 01.06.2012

Underskrift



Faglærer

VEDLEGG 2:

Laboratorierapporter, Vägverket Produktion

Stenmaterial		Sidan 1 av 1		
Beställare Vägverket Region Väst Anders Huvstig Kruthusgatan 17 405 33 GÖTEBORG	Provtagningsdatum 2008-08-16	Ankomstdatum 2008-08-19	Analys start 2008-08-20	Analys slut 2008-09-01
Produkt Bärlager	Referens	Idnummer		
Leverantör	Provtagningsplats Väg 31 Sektion 06S H	Provtagare		
Entreprenör Geir Eriksen Underlättare KNby	Geir Eriksen	Märkning		
Objekt Provsträcka vid Nässjö	Hål:3 djup 0-11 cm			
Provresultat	Medel- värde	Mätosäker- het +/-	Fraktion (mm)	
FAS 425-2000 kompaktdensitet m. pyknometer och vatten g/cm3	2,695			
Skrymdensitet med volym mätning i fält. (g/cm³)[EA][E]	2,25			
Resultat Pakningsgrad (%) [EA][E]	83			
Notering		Ort och datum Brunflo 2008-09-01		
Asbjörn Dalin, Laboratortekniker				
<small>Provresultat avser endast till laboratoriet inkommet prov. För information om mätosäkerhet kontakta laboratoriet. [EA] = E] ackrediterad metod. [E] = Enkel prov</small>				
<small>Akrediterat laboratorium utses av styrelsen för teknisk ackreditering (SWEDAC) enligt lag. Verksamheten vid de svenska ackrediterade laboratorierna uppfyller kraven enligt ISO/IEC 17025 samt enligt ISO 9001:2000 och 14001:1996 certifierat laboratorium. Denna rapport får endast återges i sin helhet, om inte utfärdande laboratorium i förväg skriftligen godkänt annat.</small>				

Sten / Asfalt - rapport utan kurva

Vägverket Produktion

PBI Lab
Grävarvägen 3
834 98 BRUNFLO

Besöksadress
Grävarvägen 3
Styrelsens säte
Borlänge

Telefon nr
063-205 33
Telefax nr
063-217 84

Org. nr
202100-0639
VAT nr
SE202100063901

E-post adress
www.vagverketproduktion.se
Internetadress

Stenmaterial Sidan 1 av 1

Beställare Vägverket Region Väst Anders Huvstig Kruthusgatan 17 405 33 GÖTEBORG	Provtagningsdatum 2008-08-16	Analys start 2008-08-20
	Ankomstdatum 2008-08-19	Analys slut 2008-09-01
Produkt Bärlager	Referens	Idnummer
Leverantör	Provtagningsplats Väg 31 Sektion 06S H	
Entreprenör Geir Eriksen Underlättares KNby	Provtagare Geir Eriksen	
Objekt Provsträcka vid Nässjö	Märkning Hål:3 djup 0,0-8 cm. 8-11 cm.	

Provresultat Kommentar	Medel- värde	Mätosäker- het +/-	Fraktion (mm)
---------------------------	-----------------	-----------------------	------------------

VVMB 40:1977 Bestämning av vattenhalt (%) [E]	0-8cm	1,8	
VVMB 40:1977 Bestämning av vattenhalt (%) [E]	8-11cm	1,9	

Notering	Ort och datum Brunflo 2008-09-01
Asbjörn Dalin, Laborietetekniker	

*Provresultat avser endast till laboratoriet inkommet prov. För information om mätosäkerhet kontakta laboratoriet.
[EA] = E] ackrediterad metod. [E] = Enkel prov*

Akrediterat laboratorium utses av styrelsen för teknisk ackreditering (SWEDAC) enligt lag. Verksamheten vid de svenska akrediterade laboratorierna uppfyller kraven enligt ISO/IEC 17025 samt enligt ISO 9001:2000 och 14001:1996 certifierat laboratorium. Denna rapport får endast återges i sin helhet, om inte utfärdande laboratorium i förväg skriftligen godkänt annat.

Sten / Asfalt - rapport utan kurva

Vägverket Produktion	Besöksadress	Telefon nr	Org. nr	E-post adress
PBI Lab	Grävarvägen 3	063-205 33	202100-0639	
Grävarvägen 3	Styrelsens säte	Telefax nr	VAT nr	Internetadress
834 98 BRUNFLO	Borlänge	063-217 84	SE202100063901	www.vagverketproduktion.se

Stenmaterial

Sidan 1 av 1

Beställare
Vägverket Region Väst
Anders Huvstig
Kruthusgatan 17
405 33 GÖTEBORG

Provtagningsdatum
2008-08-16
Ankomstdatum
2008-08-19

Analys start
2008-08-20
Analys slut
2008-08-26

Produkt
Bärlager
Leverantör

Referens

Idnummer

Entreprenör
Geir Eriksen Underlättare KNby
Objekt
Provsträcka vid Nässjö

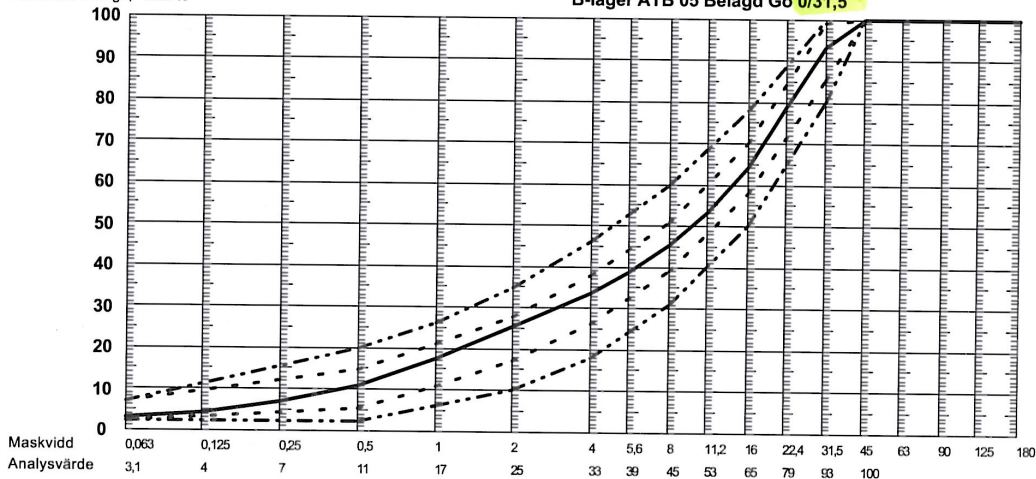
Provtagningsplats
Väg 31 Sektion 06S H 2,8 m
Provtagare
Geir Eriksen
Märkning
Hål:2 djup 24,0 cm

KORNSTORLEK - EN 933-1

Gränslinje

B-lager ATB 05 Belagd Go 0/31,5

Passerad mängd, vikts-%



Sikt mm	0,063	0,5	1	2	4	8	16	31,5	45	63
Högsta max %	7	20	26	35	46	60	78	100		
Normal max %	7	15	21	28	38	51	70	99		
Normal min %	2	5	11	17	26	39	58	85	100	
Minsta min %	2	2	6	10	18	31	50	80	100	

Notering

Provrresultat	Medel-	Fraktion
Kommentar	värde	+/- (mm)

SS-EN 933-1/A1:2005 Kornstorleksfördelning

Tvättning och siktning

Ort och datum
Brunflo 2008-09-02

Asbjörn Dalin, Laborrietekniker

Provrresultat avser endast till laboriet inkommet prov. För information om mätosäkerhet kontakta laboriet.

[EA] = Ej ackrediterad metod, [E] = Enkel prov

Ackrediterat laboratorium utses av styrelsen för teknisk ackreditering (SWEDAC) enligt lag. Verksamheten vid de svenska ackrediterade laborieterna uppfyller kraven enligt ISO/IEC 17025 samt enligt ISO 9001:2000 och 14001:1996 certifierat laboratorium. Denna rapport får endast återges i sin helhet, om inte utfärdande laboriet i förväg skriftligen godkänt annat.

Sten / Asfalt - rapport med tabell

Vägverket Produktion
PBI Lab
Grävarvägen 3
834 98 BRUNFLO

Besöksadress
Grävarvägen 3
Styrelsens säte
Borlänge

Telefon nr
063-205 33
Telefax nr
063-217 84

Org. nr
202100-0639
VAT nr
SE202100063901

E-post adress
Internetadress
www.vagverketproduktion.se