

SBW Analyse macrostabiliteit van dijken met Eindige Elementen Modellen

Achtergronden bij Activiteit EEM 04.a: Opstellen stappenplan

dr.ir. J.A.M. Teunissen

Titel

SBW Analyse macrostabiliteit van dijken met Eindige Elementen Modellen

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Postbus 8200 AA LELYSTAD	Waterdienst1001463-013 17	1001463-013-GEO-0001	81

Samenvatting

Het programma Sterkte & Belastingen Waterkeringen (SBW) wordt in opdracht van de Waterdienst van Rijkswaterstaat door Deltares uitgevoerd. Het bestaat uit een aantal inhoudelijk gerichte projecten, die zich richten op het invullen van belangrijke kennisleemtes bij het vijfjaarlijks toetsen van de primaire waterkeringen. Door kennisleemtes in te vullen wordt het toetsingsinstrumentarium uitgebreid en verbeterd. De huidige verbeterslag wordt gemaakt ten behoeve van het VTV 2011.

Het SBW-project 'Werkelijke Sterkte' richt zich op het verbeteren van het toetsspoor van macrostabiliteit binnenwaarts. Dit SBW-project omvat drie deelprojecten, waaronder het deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met Eindige Elementen Modellen (EEM)'. Dit type geavanceerde modellen komt aan bod als eenvoudige rekenregels of glijvlakberekeningen tekort schieten, bijvoorbeeld bij toepassing van constructieve elementen in dijken. Er bestaan momenteel echter geen richtlijnen voor het toetsen van dijken met EEM, zodat met het rekenresultaat nog niet goed kan worden getoetst aan de wettelijk vereiste veiligheid. Dit vormt een drempel voor het gebruik en de acceptatie van EEM als toetsingsinstrument.

Het hoofddoel van dit deelproject is het komen tot een in de praktijk bruikbare richtlijn, bestaande uit een veiligheidsfilosofie en een bijbehorend stappenplan, waarmee primaire waterkeringen met EEM kunnen worden getoetst op macrostabiliteit en de sterkte van eventueel daarin aanwezige constructieve elementen.

In het genoemde stappenplan [SBW-stap, 2009], waarin wordt beschreven hoe een EEM-berekening te maken voor de stabiliteit van een waterkering, worden keuzes gemaakt. Het onderliggende rapport geeft de achtergronden voor deze keuzes. Het beschrijft de uitgevoerde berekeningen voor de numerieke aspecten die horen bij bezwijkanalyses, welke dienen als onderbouwing voor de keuzes in het stappenplan. In dit rapport worden een aantal aspecten bestudeerd:

- invloed van (niet-)associatieve plastische rekken op de sterkte;
- invloed van gedraineerde en ongedraineerde sterkte;
- belastingsturing en sterktereductie.

Deze aspecten zijn bestudeerd aan de hand van twee karakteristieke eenvoudige cases, namelijk een talud met een ondiep mechanisme en een talud met een diep mechanisme. Verder is getracht de modellen zo eenvoudig mogelijk te houden.

Uit deze studie blijkt dat het constitutieve model in de EEM invloed heeft op de sterkte van het materiaal. Verder wordt gevonden dat gedraineerde analyses van niet-associatieve materialen problemen geven voor materialen met een wrijvingshoek van 30° of meer. Ongedraineerde analyses voor deze materialen lijken geen probleem op te leveren voor de sterkteontwikkeling, maar de wateroverspanningen laten een sterk ruimtelijke variërend beeld zien. De betrouwbaarheid van de EEM voor deze materialen is beperkt.

Titel




SBW Analyse macrostabiliteit van dijken met
Eindige Elementen Modellen

Opdrachtgever	Project	Kenmerk	Pagina's
Rijkswaterstaat Postbus 8200 AA LELYSTAD	Waterdienst1001463-013 17	1001463-013-GEO-0001	81

Het rapport wordt gecompleteerd met simple shear analyses en biaxiaalanalyses. Deze analyses zijn uitgevoerd om het onderscheid tussen ongedraineerd en gedraineerd bezwijken duidelijker te krijgen. Bovendien is er een aantal ongedraineerde sterkte analyses uitgevoerd om de invloed van rekenschema te begrijpen. Dit is uitgevoerd om de Plaxis analyses beter te kunnen beoordelen.

Referenties

WD-4977/BIO/Hofman

Versie	Datum	Auteur	Paraaf	Review	Paraaf	Goedkeuring	Paraaf
01	2008-11-27	dr.ir. J.A.M. Teunissen		ir. E.O.F. Calle			
02	2009-04-10	dr.ir. J.A.M. Teunissen		ir. E.O.F. Calle			
03	2009-07-30	dr.ir. J.A.M. Teunissen		ing. A.P.C. Rozing		ing. A.T. Aantjes	
04	2009-09-23	dr.ir. J.A.M. Teunissen		ing. A.P.C. Rozing		ing. A.T. Aantjes	

Status

definitief

Inhoud

Lijst van Tabellen	i
Lijst van Figuren	iii
1 Managementsamenvatting	1
2 Inleiding	3
2.1 Achtergrond	3
2.1.1 SBW-project 'Werkelijke Sterkte'	3
2.1.2 Deelproject 'Analyse macro-stabiliteit van dijken met EEM'	3
2.1.3 Activiteit EEM 05: Opstellen stappenplan	3
2.2 Opzet rapport	4
3 Eindige Elementen Methode en veiligheid	5
3.1 Inleiding	5
3.2 Vergelijking glijvlakberekening met EEM	5
3.3 Theorie voor associatieve en niet-associatieve materialen	9
3.4 Simulatie van ondiepe mechanismen	11
3.4.1 Analyse met belastingsturing	12
3.4.2 Analyse met sterktereductie bij verschillende belastingniveaus	14
3.5 Simulatie van diepe mechanismes	19
4 Gedraineerde versus ongedraineerde sterkte	29
4.1 Inleiding	29
4.2 Simulatie ondiepe mechanismen	31
4.3 Simulatie diepe mechanismen	33
5 Analyse simple shearproef en biaxiaalproef	38
5.1 Verschil in gedraineerde en ongedraineerde sterkte	39
5.2 Biaxiaalproef	42
6 Literatuur	49
Bijlage(n)	
A Vergelijke berekening voor de simple shearproef	51
B Biaxiaal proefsimulaties	57

Lijst van Tabellen

Tabel 3.1	Materiaalparameters voor het ondiepe talud	11
Tabel 3.2	Materiaalparameters met hogere cohesie	17
Tabel 3.3	Materiaalparameters voor de dijk en het zand	19
Tabel 5.1	Materiaalparameters voor de vergelijkende berekeningen.	39
Tabel 5.2	Materiaalparameters in de gesimuleerde biaxiaalproef	43
Tabel 5.3	Berekeningen uitgevoerd voor de simulatie van de biaxiaalproef.	44
Tabel 5.4	Bezwijkvormen voor de verschillende simulaties van de biaxiaalproef.	45

Lijst van Figuren

Figuur 3.1	Glijvlakberekening	5
Figuur 3.2	Pieksterkte en reststerkte als functie de wrijvingshoek (a) en de reststerkte gedeeld door de pieksterkte voor niet-dilaterende materialen(b)	10
Figuur 3.3	Geometrie voor het ondiepe talud	12
Figuur 3.4	Bewegingsmechanismes bij het opvoeren van de belasting door eigen gewicht	13
Figuur 3.5	Belasting krommen bij het verhogen van het eigen gewicht. De bovenste kromme is het resultaat bij $\psi=\phi$ en onder bij $\psi=0$	14
Figuur 3.6	Veiligheidsniveau (MSF) bij verschillend eigen gewicht (associatief en niet-associatief)	14
Figuur 3.7	Bewegingsmechanismes bij eigengewichtsfactor 0.5 en 3.0	16
Figuur 3.8	Veiligheidsniveau (MSF) bij verschillend eigen gewicht(lage cohesie)	17
Figuur 3.9	Veiligheidsniveau (Msf) bij verschillend eigen gewicht	18
Figuur 3.10	Toegepaste geometrie en mesh voor het diepe bezwijkmechanismes	19
Figuur 3.11	Bewegingsmechanisme en plasticiteit bij niet-associatief model	20
Figuur 3.12	Bewegingsmechanisme en plasticiteit bij associatief model	21
Figuur 3.13	Ontwikkeling van de MSF als functie van de verplaatsing voor de diepe mechanismen	22
Figuur 3.14	Ontwikkeling van de MSF voor de diepe mechanismen	23
Figuur 3.15	Aangepaste geometrie en mesh voor diepe bezwijkmechanismen	24
Figuur 3.16	Bezwijkmechanismes (boven) bij een niet-associatief model en (onder) bij associatief Mohr-Coulomb model	24
Figuur 3.17	Ontwikkeling van de Msf voor associatief en niet associatief model	25
Figuur 3.18	Ontwikkeling van de MSF voor een niet-associatief model met verschillende toleranties	26
Figuur 3.19	Bezwijkmechanismes (boven) van 1% met MSF=1.127, (midden) 0.1% met MSF=1.111 en (onder) 3% met MSF=1.124)	26
Figuur 3.20	Ontwikkeling van de MSF voor een associatief model met verschillende toleranties	27
Figuur 3.21	Bezwijkmechanismes van (boven) 1% met MSF=1.212 en (onder) 0.1% met MSF=1.211	27

Figuur 3.22 Sterkteontwikkeling bij 3 verschillende eigengewichtsniveaus van 1, 1.5 en 2.0 voor associatieve en niet-associatieve berekeningen. (som-3 en 4)	28
Figuur 4.1 Verschillen sterkteontwikkeling van gedraineerde en ongedraineerde analyse	32
Figuur 4.2 Wateroverspanningen na sterktereductie bij multiplier γ gelijk aan 1	32
Figuur 4.3 Wateroverspanningen na sterktereductie bij multiplier γ gelijk aan in raai A-A zoals in figuur 3.2 aangegeven. Druk is links van de lijn	33
Figuur 4.4 Sterkteontwikkeling bij 3 gewichtsniveaus van 1, 1.5 en 2 voor gedraineerd en ongedraineerd niet-associatief materiaal (som-5 en som-3)	34
Figuur 4.5 Wateroverspanningen ten gevolge van de sterktereductie (boven) een overzicht en (onder) de wateroverspanningen in raai A-A (gewichtsfactor 1)	36
Figuur 4.6 Plasticiteit en bewegingsmechanisme na de sterktereductie (gewichtsfactor 1)	36
Figuur 4.7 De totaal normaalspanningen, de effectieve normaalspanningen en de schuifspanningen in raai A-A (gewichtsfactor 1).	37
Figuur 4.8 Plasticiteit en bezwijkmechanisme bij de gedraineerde analyse (gewichtsfactor 1)	37
Figuur 4.9 Effectieve normaalspanning en schuifspanning in doorsnede A-A van de gedraineerde analyse (gewichtsfactor 1)	37
Figuur 5.1 Gebruikte driehoeksmesh (6-knoops) en rechthoeksmesh (9-knoops)	44

1 Managementsamenvatting

Om een indruk te geven van de toegevoegde waarde van het voorliggende document is een aantal vragen geformuleerd. De antwoorden van deze vragen vormen de onderstaande managementsamenvatting.

Bijdrage resultaten van het gerapporteerde werk aan het hoofddoel

Het SBW onderzoek werkelijke sterkte heeft tot doel de macrostabiliteitstoets zoals die nu in de VTV is voorgeschreven te verbeteren. Hiertoe is het onderzoeksproject werkelijke sterkte opgesplitst in drie delen. Het onderdeel analyse van macrostabiliteit van dijken met eindige elementen modellen heeft tot doel een procedure op te stellen waarmee de stabiliteit van waterkeringen kan worden berekend met behulp van eindige elementen modellen. Het voorliggende rapport beschrijft de problemen die met de huidige kennis en inzichten ontstaan bij het uitvoeren van een stabiliteitsanalyse van waterkeringen met eindige elementen modellen. Het rapport is hiermee een aanzet tot het stappenplan.

Binnen het SBW project werkelijke sterkte vullen de verschillende deelprojecten elkaar aan. Het resultaat van het onderzoeksspoor analyse macrostabiliteit van dijken met eindige elementen modellen zal worden gebruikt in het onderzoeksspoor “*aanscherping gedetailleerde toets macrostabiliteit van dijken aan grenstoestanden van sterkte en vervormingen*”, hierna aangeduid als onderzoeksspoor TGSV. Met name het toetsen aan grenstoestanden van vervormingen kan slechts met behulp van eindige elementen modellen te worden uitgevoerd.

Plaats van de rapportage in het onderzoek

Samen met de rapportage 1001463-012-GEO-0002 activiteit 03a Opstellen veiligheidfilosofie levert de rapportage de achtergronden van het stappenplan. Het stappenplan is gerapporteerd in rapport 1001463-013-GEO-0002. Het stappenplan is de kern van het eindproduct van dit onderdeel. In de navolgende fasen van het project zal het stappenplan worden gevalideerd en waar nodig worden geoptimaliseerd.

Wat waren de verwachtingen vooraf en komen die overeen met de resultaten?

Het betreft hier een toelichting op tekortkomingen van de kennis. Daarom is er geen sprake van verwachtingen vooraf.

Wat draagt dit resultaat (of het onderzoek waar dit bij hoort) bij aan het terugdringen van het aantal dijkvakken waaraan de score “geen oordeel” is toegekend.

De nieuwe toetsprocedure zal met name worden toegepast aan het einde van de gedetailleerde toetsing op macrostabiliteit. Recent is door Arcadis een inventarisatie uitgevoerd van de toetsresultaten uit de toetsronde 2001 – 2006. Uit deze inventarisatie volgde dat voor 27% van de getoetste waterkeringen er nog geen oordeel is voor het onderdeel Macrostabiliteit binnenwaarts. De nieuwe toetsmethode is met name voor deze waterkeringen opgezet. De totale lengte primaire waterkering die aan de toetsing onderworpen wordt is 3558 km. Dit houdt in dat voor 960 km, 27% van 3558 km, nog geen eindscore voor macrostabiliteit is toegekend. In het onderzoeksspoor TGSV, wordt gebruik

gemaakt van berekende vervormingen om aan het einde van de gedetailleerde toets het vervormingsaspect in de toetsing mee te nemen.

Daarnaast is de toepassing van eindige elementmodellen met name geschikt bij het toetsen van kunstwerken. Uit de bovengenoemde inventarisatie van Arcadis blijkt dat circa 57 kunstwerken nog geen eindscore voor het onderdeel stabiliteit hebben gekregen. Voor deze 57 kunstwerken kan het stappenplan worden toegepast om tot een eindoordeel te komen.

Wat is de bijdrage aan een mogelijke versimpeling van de toetsing

De nieuwe toetsprocedure heeft tot doel de nauwkeurigheid en eenduidigheid van de toetsing op macrostabiliteit te verbeteren. Hierdoor zullen naar verwachting meer dijkvakken sneller een eindoordeel krijgen en minder dijken onterecht worden afgekeurd. Dit doel staat haaks op een mogelijke versimpeling van de toetsprocedure.

Wat is de bijdrage aan financieel voordeel

De uitwerking van het spoor analyse macrostabiliteit van dijken met eindige elementen modellen draagt voor een belangrijk deel bij aan de het onderzoekspoor Aanscherping gedetailleerde toets macrostabiliteit van dijken. Voor twee dijkvakken is ter illustratie het kosten voordeel uitgewerkt. Het betreft een dijkvak langs de Markermeerdijk, Edam - Hoorn met een totale lengte van 19 km en verschillende dijkvakken langs de Lek in de Alblasserwaard met een totale lengte van 17 kilometer. Met een meer geavanceerde toetsmethode wordt geschat dat de dijkvaklengte waarover daadwerkelijk dijkversterking nodig is voor het traject Edam - Hoorn kan worden terug gebracht tot 9 km. Dit is een besparing van 10 km dijkversterking à 2 tot 2,5 M€ per kilometer komt dit neer op 18 tot 22,5 M€. Voor de dijkvakken langs de Lek wordt geschat dat de lengte waarover daadwerkelijk zou moeten worden versterkt kan worden terug gebracht naar 11 tot 7,7 km. Vanwege de bebouwing is in dit gebied de kosten van een dijkversterking geraamd op 2 tot 5,6 M€ per kilometer. De besparing wordt hiermee 15,4 tot 64,4 M€. Naast de besparing vanwege het niet uitvoeren van de dijkversterking kan voor het resterende deel worden aangetoond dat de dijkverzwaring 10 jaar kan worden uitgesteld zonder dat de veiligheid in gevaar komt. Het rentevoordeel, bij gemiddeld rentepercentage van 2%, bedraagt 4M€ voor de dijkvakken Hoorn - Edam en 8M€ voor de dijkvakken langs de Lek. De genoemde bedragen zijn gebaseerd op prijspeil 2005.

Daarnaast wordt opgemerkt dat het gebruik van eindige elementmethoden met name geschikt is voor het toetsen van kunstwerken. Tot nu toe ontbreekt in veel gevallen een goede toetsprocedure voor het toetsen van kunstwerken. Dit leidt tot een relatief groot aantal kunstwerken waaraan nog geen eindoordeel is toegekend. Bij de komende ronde dijkversterking in de Krimpenerwaard zal voor het traject Bergambacht – Schoonhoven vanwege ruimtegebrek een groot aantal kunstwerken worden toegepast. Na realisatie van deze kunstwerken zullen zij ook in de vijfjaarlijkse toetsing worden opgenomen terwijl er momenteel nog geen geschikte toetsprocedure voor handen is.

Waar in het gerapporteerde werk zitten discussiepunten die van belang zijn voor het reviewteam

Het rapport wordt ter informatie aan het reviewteam aangeboden. De discussiepunten zoals die door de auteurs van dit document worden gezien hebben met name betrekking op het stappenplan dat is beschreven in rapport 1001463-013-GEO-0002.

2 Inleiding

2.1 Achtergrond

2.1.1 SBW-project 'Werkelijke Sterkte'

Het programma Sterkte & Belastingen Waterkeringen (SBW) wordt in opdracht van de Waterdienst van Rijkswaterstaat door Deltares uitgevoerd. Het bestaat uit een aantal inhoudelijk gerichte projecten, die zich richten op het invullen van belangrijke kennisleemtes bij het vijfjaarlijks toetsen van de primaire waterkeringen. Deze kennisleemtes betreffen zowel de belasting- als de sterktekant bij het toetsen. Door kennisleemtes in te vullen wordt het toetsingsinstrumentarium uitgebreid en verbeterd.

Eén van de projecten is het SBW-project 'Werkelijke Sterkte', dat erop is gericht de rekenmethode voor het toetsen van macro-stabiliteit binnenwaarts te verbeteren. Het omvat onderzoek naar de drie volgende kennisleemtes die, vanwege de bestaande raakvlakken binnen het project, zijn gebundeld:

- toetsen macro-stabiliteit van dijken aan grenstoestanden voor sterkte en vervorming,
- schuifsterkte van grond bij lage effectieve spanningen en
- analyse macro-stabiliteit van dijken met Eindige Elementen Modellen (EEM).

De onderzoeksresultaten van deze drie deelprojecten binnen het SBW-project 'Werkelijke Sterkte' zullen gezamenlijk leiden tot een Technisch Rapport.

2.1.2 Deelproject 'Analyse macro-stabiliteit van dijken met EEM'

EEM-modellen komen aan bod als eenvoudige rekenregels of glijvlakberekeningen tekort schieten, bijvoorbeeld bij toepassing van constructieve elementen in dijken. Er bestaat echter momenteel geen veiligheidsfilosofie en stappenplan voor het uitvoeren van EEM berekeningen voor het toetsen van dijken. Dit betekent dat met een EEM rekenresultaat nog niet goed kan worden getoetst aan de wettelijk vereiste veiligheid. Dit vormt een drempel voor het gebruik en de acceptatie van de EEM als toetsingsinstrument.

Het hoofddoel van het deelproject 'Analyse macrostabiliteit van dijken met EEM' is te komen tot richtlijnen met bijhorend stappenplan waarbinnen stabiliteitsanalyses met behulp van EEM kunnen worden uitgevoerd. Hierbij is in 2008 de ambitie uitgesproken om EEM te gebruiken als *ultimate limit state* model, waarbij de veiligheid wordt afgestemd op de huidige gebruikte glijvlakmodellen (Bishop, LiftVan, Spencer).

De samenhang met de twee andere deelprojecten binnen het SBW-project 'Werkelijke Sterkte' is groot. De resultaten uit beide deelprojecten zijn noodzakelijk om een aantal onzekerheden die met EEM worden geïntroduceerd te verkleinen of op te heffen, en daarmee om de meerwaarde van EEM als toetsingsinstrument te realiseren.

2.1.3 Activiteit EEM 05: Opstellen stappenplan

Het onderhavige rapport geeft de onderbouwing van sommige keuzes die zijn vastgelegd in het concept stappenplan [SBW-stap 2009]. Beide documenten maken deel uit van het eerste

deel van SPA-activiteit 04, namelijk het opstellen van het voorlopige stappenplan hoe een EEM-berekening te maken voor het toetsen van de stabiliteit van een primaire waterkering. Er is daarom voor gekozen om dit als **activiteit 04.a** aan te merken. Dit stappenplan is gebaseerd op de voorlopige veiligheidsfilosofie die in **SPA-activiteit 03.a** is opgesteld.

De voorlopige veiligheidsfilosofie en het bijbehorende stappenplan zullen binnen **SPA-activiteit 05** worden door Deltares zelf gevalideerd met een aantal praktijkcases, met als doel om eventuele onvolkomenheden in deze documenten aan het licht te brengen. Op basis van de noodzakelijke gegevens voor dezelfde praktijkcases zal vervolgens ook door een aantal externe partijen een validatie van deze cases (**TO-activiteit 08**) worden uitgevoerd.

Uiteindelijk zal het het evalueren van de externe validatieresultaten (**TO-activiteit 09**) waarschijnlijk aanleiding geven tot het verbeteren van de voorlopige veiligheidsfilosofie en het bijbehorende stappenplan (**TO-activiteit 10**).

2.2 Opzet rapport

In dit rapport wordt gekeken naar een aantal aspecten betreffende de witte vlekken die er zitten in het gebruik van Eindige Elementen Modellen (EEM) voor de analyse van de sterkte van waterkeringen. In dit rapport zal de focus liggen op de relevante mechanische aspecten. Daarnaast speelt ook hoe om te gaan met onzekerheden in de belastingen en sterkte. Dit zal niet in dit rapport worden behandeld. Doel is te komen tot een aanpak met EEM die op een vergelijkbare manier uitspraken doet over de veiligheid van constructies als de gangbare praktijk met glijcirkelmethoden. In praktijk betekent dit dat er een aanpak voor Plaxis moet volgen, vergelijkbaar met MStab, waarin wordt beschreven hoe met de veiligheid om te gaan.

In het onderliggende rapport zal worden gekeken naar de mechanische verschillen tussen EEM en glijvlakken methoden. Een belangrijk onderscheid tussen beide methoden volgt uit de beschrijving van de bijbehorende plastische rekken. De glijcirkelmethode is gebaseerd op een associatief model, dit wil zeggen een materiaal dat gelijke wrijvingshoek als dilatatiehoek heeft. In de EEM is er een keuze, men kan associatief of niet-associatief rekenen. Dit verschil zal met Plaxis worden bekeken.

N.B. Beide aanpakken geven verschillend gedrag in respons. Niet-associatieve materialen geven lokalisatie van vervorming. Associatieve materialen daarentegen zullen gelijkmatiger bezwijken. Voor materialen met een wrijvingshoek van 30^0 of hoger speelt dit een belangrijke rol. Lokalisatie van vervormingen maakt de simulatie gedraineerd echter problematisch. Daarom zullen enkele eenvoudige cases worden getoetst. Dit zijn taluds bestaande uit een homogeen materiaal. Hierin wordt onderscheid gemaakt in ondiepe en diepe bezwijkmechanismen. Voor dat diepe bezwijkmechanismen wordt er een verhoogde potentiaal in het pleistocene zand gemodelleerd.

Naast de problematiek van associatief of niet-associatief gedrag speelt de problematiek van ongedraineerd gedrag. Als de belastingduur kort is ten opzichte van de duur van afstromen van de gegenereerde wateroverspanningen dan dient met invloed van het water rekening te worden gehouden. Daarom zal er worden gekeken naar de invloed van wateroverspanningen die gegenereerd worden tijdens ongedraineerd belasten.

In dit rapport staat beschreven welke berekeningen er uitgevoerd zijn om tot een onderbouwd stappenplan te komen voor het uitvoeren van EEM berekeningen bij het toetsen van de stabiliteit van een primaire waterkering.

3 Eindige Elementen Methode en veiligheid

3.1 Inleiding

De belastingen op de waterkeringen horen bij ontwerp en/of toetscondities. De verhouding van belasting en sterkte van de kering bepaalt of er bezwijken plaats vindt. Het bezwijken van materialen, zoals grond, wordt bepaald door het bezwijkcriterium en door de beschrijving van hoe het materiaal bezwijkt. Dit zijn begrippen zoals deze uit de plasticiteitstheorie volgen. De plasticiteitstheorie zal hier gebruikt worden om de verschillende berekeningsmethoden met elkaar te kunnen vergelijken [Sokolovski, V. V., 1960].

In dit hoofdstuk zal allereerst het raamwerk worden aangegeven waar de verschillen tussen glijcirkelmethoden en Eindige Elementen oplossingen uit bestaan. Daarna zal er voor verschillende condities worden gekeken naar de verschillen in veiligheid voor benadering van Eindige Elementen Modellen (EEM).

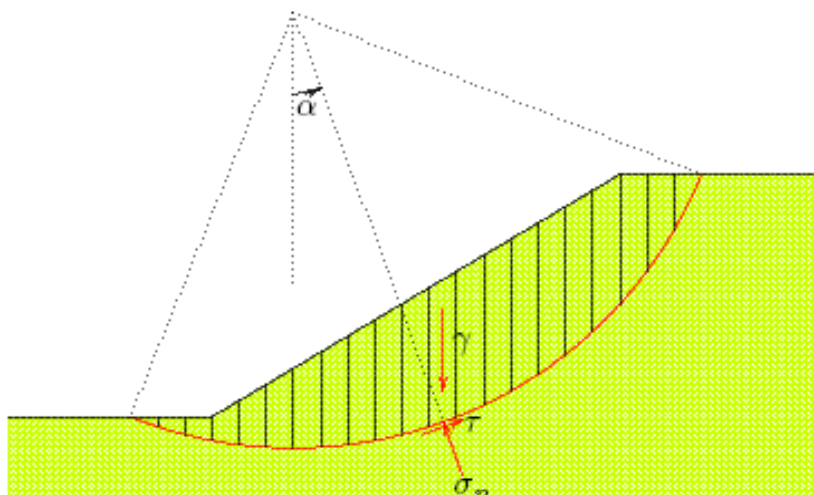
3.2 Vergelijking glijvlakberekening met EEM

Het bezwijken van materialen zoals grond wordt bepaald door het bezwijkcriterium en door de beschrijving van hoe het materiaal bezwijkt.

Voor een beschrijving van het bezwijken met een glijcirkel volgen we [Verruijt A., 1999]. Langs het glijvlak werkt een schuifspanning τ , waarvoor gesteld wordt dat die overal een factor F kleiner is dan de maximaal mogelijke, dat wil zeggen:

$$\tau = \frac{1}{F}(c - \sigma'_n \tan \phi) \quad (3.1)$$

Hier wordt de eerste aanname gedaan, namelijk dat de factor F voor alle lamellen gelijk is.



Figuur 3.1 Glijvlakberekening

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

Uit het momentenevenwicht ten opzichte van het middelpunt van de cirkel volgt dat:

$$\sum \gamma h b R \sin \alpha = \sum \frac{\tau b R}{\cos \alpha} \quad (3.2)$$

Hierin is h de hoogte van een lamel, b de breedte, γ het volumegewicht in die lamel, en R de straal van de cirkel. Meer algemeen kan men stellen dat $\gamma h b$ het gewicht van de lamel is, mogelijk opgebouwd uit de som van delen met verschillend volumegewicht.

Als de lamellen dezelfde breedte hebben vindt men:

$$F = \frac{\sum (c - \sigma'_n \tan \phi) / \cos \alpha}{\sum \gamma h \sin \alpha} \quad (3.3)$$

Dit is de basis formule voor veel berekeningen. De diverse methoden verschillen vooral op de wijze waarop de normaalspanning σ'_n wordt berekend.

Bishop stelt voor het verticale evenwicht:

$$\gamma h = -\sigma'_n + p + \tau \tan \alpha \quad (3.4)$$

Ofwel met substitutie van (2.1) geeft dit

$$\gamma h = -\sigma'_n + p + \frac{(c - \sigma'_n \tan \phi) \tan \alpha}{F} \quad (3.5)$$

Ofwel

$$-\sigma'_n = \frac{\gamma h - p - \frac{c}{F} \tan \alpha}{+ 1 + \frac{\tan \phi \tan \alpha}{F}} \quad (3.6)$$

Deze vergelijking kan dan worden ingevoerd in (2.3).

Aannames in de glijcirkelmethoden:

- Voorgescreven bezwijkmechanisme;
- Gelijke veiligheid in alle lamellen;
- Associatief gedrag;
- Momenten evenwicht;
- Verticaal evenwicht;
- Mogelijke horizontaal evenwicht.

Ook glijcirkelmethoden gaan uit van het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium, alleen is dit gedefinieerd in termen van de normaalspanning en de schuifspanning op het bezwijkoppervlak.

In Eindige elementen benaderingen hebben we:

- De vorm van het bezwijkmechanisme is vrij;
- Gelijke veiligheid in alle materiaalgroepen bij sterktereductie in Plaxis;
- Associatief of niet associatief gedrag;
- Aan alle evenwichtsrelaties wordt voldaan.

De sterktereductieberekening in Plaxis gaat uit van het Mohr-Coulomb bezwijkcriterium, wat onafhankelijk is van het mogelijk gekozen materiaalmodel vóór bezwijken.

Hoewel de sterkteparameters afhankelijk kunnen zijn van het bezwijkproces wordt dit laatste aspect doorgaans niet meegenomen in de praktische beschrijvingen. Dit betekent dat het bezwijkcriterium van grond en de beschrijving van het bezwijkgedrag niet veranderen gedurende het bezwijken van grond. In een EEM benadering zou dit wel gemaakt kunnen worden.

Zowel MStab als Plaxis (in het bijzonder het sterktereductiemodel) zijn gebaseerd op het Mohr-Coulomb model voor het bezwijkcriterium van de spanningen. Ook de beschrijving van de wijze waarop het materiaal bezwijkt door de plastische vervormingen (blijvende rekken) worden in beide gevallen met het Mohr-Coulomb model beschreven.

Opgemerkt moet worden dat glijvlakbenaderingen uitgaan van associatief gedrag. Dit kan men op eenvoudige wijze inzien als de stabiliteit van een oneindig talud wordt beschouwd. De basisrelatie van de glijvlakberekeningen vergelijking (2.1) is daarvan afgeleid. Maar deze relatie is uitsluitend geldig in het geval van coaxiale modellen voor een associatief materiaalmodel. Dit is aan getoond in [Teunissen J.A.M. & Spierenburg S.E.J., 1995]. Voor niet-coaxiale modellen ligt duidelijk gecompliceerder en zal voorlopig niet aan de orde komen.

De associatieve beschrijving van de grond als wrijvingsmateriaal impliceert dat de dilatantiehoek gelijk is aan de wrijvingshoek. In Plaxis is de gebruiker vrij om de dilatantiehoek te kiezen bij bezwijken. Als de dilatantiehoek niet gelijk is aan de wrijvingshoek, dan is er sprake van niet-associatief gedrag. Vanuit experimenteel oogpunt is de dilatantiehoek bij bezwijken gelijk aan 0. Dit is ook conform de gedachte van het Camclay model [Schofield A. & Wroth P., 1968]. Bij doorgaand bezwijken is de (plastische) volumerek in dit model gelijk aan nul.

Het onderscheid tussen associatief dan wel niet-associatief gedrag is essentieel voor het beschrijven van grond bij doorgaand bezwijken. Uiteraard is een dergelijke vergelijking alleen te maken voor gedraineerde omstandigheden.

Opgemerkt dient te worden dat, naast het doorgaand bezwijken waar hier de nadruk op ligt, ook de elastische vervormingen een belangrijke rol spelen. Vooral bij veen en de zachte kleisoorten in het beneden rivierengebied is er een lang traject tot bezwijken. Dit kan tot vervormingen leiden die ontoelaatbaar zijn. Daar zal hier niet naar worden gekeken, omdat dit een benadering vereist met geavanceerdere materiaalmodellen. Deze modellen kunnen niet worden toegepast voor de bepaling van de sterkte van de waterkering. Deze modellen zijn alleen toepasbaar onder gebruiksomstandigheden.

3.3 Theorie voor associatieve en niet-associatieve materialen

Voor niet-associatieve materialen gelden niet de bovengrens- en ondergrenstheorema's die in de plasticiteitstheorie zijn ontwikkeld [Verruijt A., 1999]. Dit heeft duidelijke gevolgen, die in de grondmechanica niet altijd naar waarde worden geschat. Bijvoorbeeld dat schuifvlakvorming kan optreden en optreedt voor niet-associatieve perfect-plastische materialen.

Het bezwijken van de grond volgens het Mohr-Coulomb model wordt door twee relaties beschreven namelijk de vloeifunctie (die de sterkte van het materiaal beschrijft) en de plastische potentiaal (die de bijbehorende plastische rek incrementen beschrijft).

De relatie voor de vloeifunctie luidt:

$$f = \sigma^* \sin \phi + \tau^* - c \cos \phi \quad (3.7)$$

In deze uitdrukking staat σ^* voor het centrum van de Mohr-cirkel van de spanningen en τ^* voor straal van de cirkel. De sterkte parameters zijn de wrijvingshoek ϕ en cohesie c .

En voor de plastische potentiaal geldt:

$$g = \sigma^* \sin \psi + \tau^* \quad (3.8)$$

De dilatantiehoek is ψ . Voor associatieve materialen geldt $\psi = \phi$.

Er ontstaat voor niet-associatieve materialen een verschil tussen de pieksterkte en de sterkte bij doorgaand bezwijken. De sterkte R wordt beschreven door de ratio van de schuifspanning en de normaalspanning op het schuifvlak/bezwijkvlak.

$$R = \frac{\tau}{-\sigma'_n + c \cot \phi} \quad (3.9)$$

Deze relatie is vergelijkbaar met (2.1).

Voor het gebruikte materiaalmodel voor wrijving volgt voor de pieksterkte shear stress ratio:

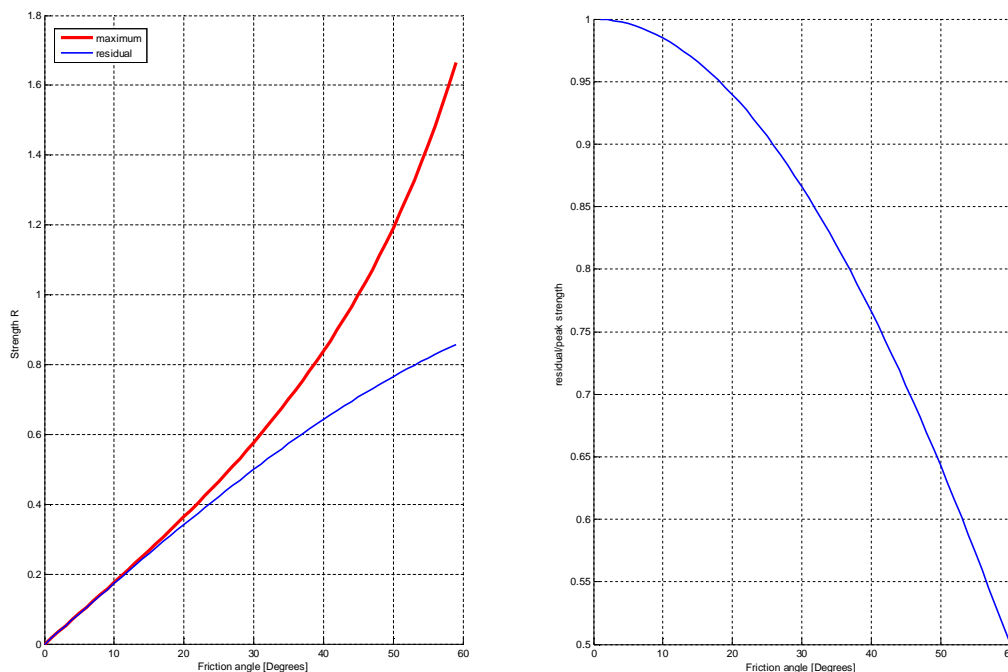
$$R = \tan \phi \quad (3.10)$$

Deze waarde is onafhankelijk van het model voor plastische rekken.

Voor coaxiale modellen volgt uit de lokalisatieconditie [Teunissen J.A.M., 2007], dat een bezwikkoppervlak een zero-extension lijn moet zijn, het volgende voor de shear stress ratio:

$$R = \frac{\sin \phi \cos \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi} \quad (3.11)$$

Deze laatste waarde bepaald de reststerkte van het materiaal. Deze uitdrukking is het eerst gegeven door [Davis, E.H., 1968]. De grootte van shear stress ratio is afhankelijk van de dilatantiehoek. Voor associatieve materialen geldt $\phi = \psi$ en zijn de piek- en reststerkte aan elkaar gelijk. Bij doorgaand bezwijken, wat betekent dat de dilatantiehoek naar 0 gaat, is het materiaal niet-associatief. In dat geval is er een verschil tussen de piek- en reststerkte.



Figuur 3.2 Pieksterkte en reststerkte als functie de wrijvingshoek (a) en de reststerkte gedeeld door de pieksterkte voor niet-dilaterende materialen(b)

In Figuur 2.2 is het onderscheid tussen de piek- en reststerkte voor niet-dilaterende materialen ($\psi=0$) weergegeven. Duidelijk is dat het onderscheid groter wordt bij toenemende wrijvingshoek. In de rechterfiguur is de fractie van de reststerkte aangegeven van de pieksterkte. Bij een wrijvingshoek van 60° is de reststerkte nog maar de helft van de pieksterkte.

Het onderscheid tussen piek- en reststerkte is in de praktijk nog gecompliceerder. Dit is het gevolg van het gegeven dat niet alleen de plasticiteit een rol speelt, maar ook de elasticiteit van het materiaal. De elasticiteit maakt dat niet noodzakelijkerwijs het mechanisme optreedt dat plastisch gezien de laagste sterkte geeft, maar het mechanisme dat het makkelijkst gevormd kan worden. Dit kan in praktijk betekenen dat de gerealiseerde reststerkte hoger is dan de minimale reststerkte. Dit is het gevolg van het gegeven dat de oriëntatie van een bezwijkvlak moeilijk roteert. Hierbij spelen lokale inhomogeniteiten een belangrijke rol. De biaxiaalproef is een voorbeeld hiervan [Teunissen J.A.M., 2008].

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

Opgemerkt moet worden dat vergelijking van de piek- en reststerkte op het schuifvlak uitgaat van eenzelfde schuifvlak. Nu is mogelijk voor materialen die bezwijken, dat de resulterende globale mechanismes verschillend zijn bij associatief en niet-associatief bezwijken. Dit zal meer het geval zijn bij vrije spanningsgestuurde simulaties dan bij verplaatsingsgestuurde simulaties. Dit betekent dat het verschil in shear stress ratio op het schuifvlak zich niet direct laat vertalen een andere waarde van de veiligheidsfactor. Dit zal in deze studie verder onderzocht worden om dit verschil beter in kaart te kunnen brengen met behulp van eenvoudige simulaties.

Bij de macrostabiliteit van dijken spelen twee typen mechanismes een belangrijke rol: de ondiepe en de diepe mechanismes. Bij het ondiepe mechanisme ligt het uittreepunt bij de teen van de dijk of hoger. Bij een diepe bezwijk mechanismes ligt de teen van de dijk in het bezwijkmechanisme.

3.4 Simulatie van ondiepe mechanismen

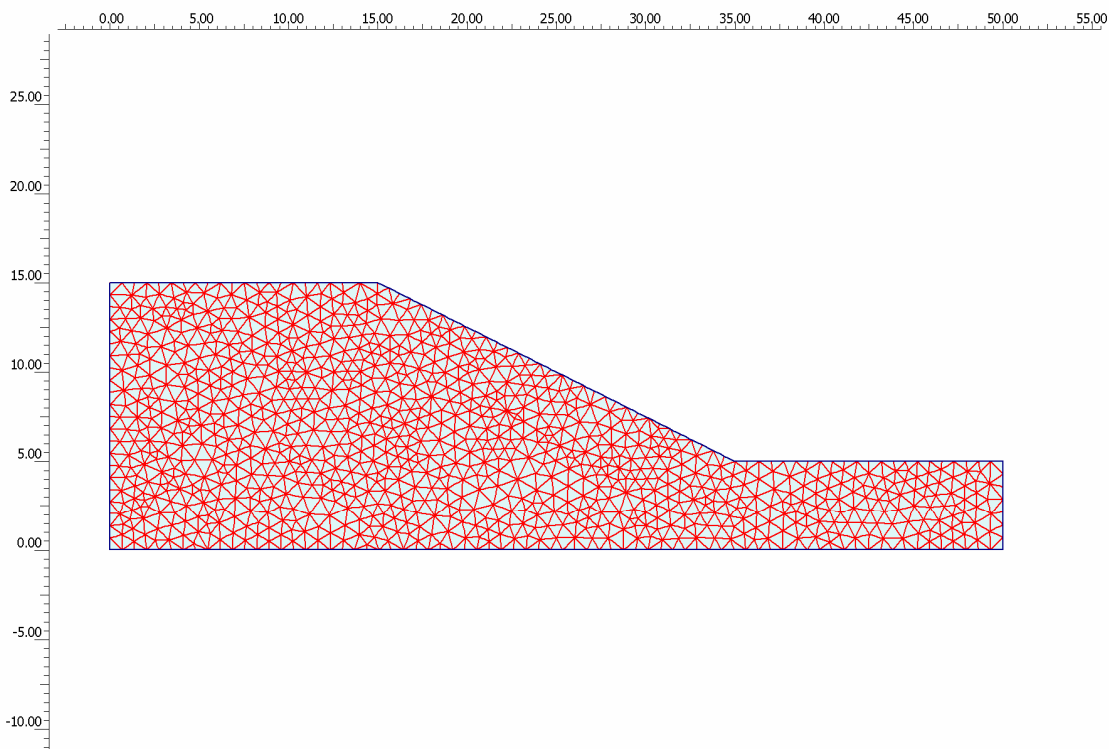
Om de stelling te testen welke rol niet-associativiteit speelt bij ondiepe bezwijkmechanismes, is er aantal analyses gemaakt. Deze simulaties dient een aantal vragen te beantwoorden:

- Is er een verschil in de veiligheidsfactor MSF (Multiplier of the Safety Factor) in Plaxis bij associatieve en niet-associatieve materialen?
- Wat is het resultaat als er belasting gestuurd tot bezwijken wordt gekomen en wat is dan de veiligheid?

Uitgangspunt van de simulaties is een talud met een helling van 1:2 en een hoogte van 10 m. De gebruikte geometrie is weer gegeven in Figuur 3.3 . De analyse is uitgevoerd voor droog dijkmateriaal met materiaal parameters zoals gegeven in Tabel 3.1 .

		Associatief	Niet-associatief
γ_{unsat}	[kN/m ³]	10	10
ν	[-]	0.3	0.3
E_{ref}	[kN/m ²]	13000	13000
c_{ref}	[kN/m ²]	5	5
ϕ	[°]	20	20
ψ	[°]	20	0
R	[-]	0.364	0.342

Tabel 3.1 Materiaalparameters voor het ondiepe talud



Figuur 3.3 Geometrie voor het ondiepe talud

3.4.1 Analyse met belastingsturing

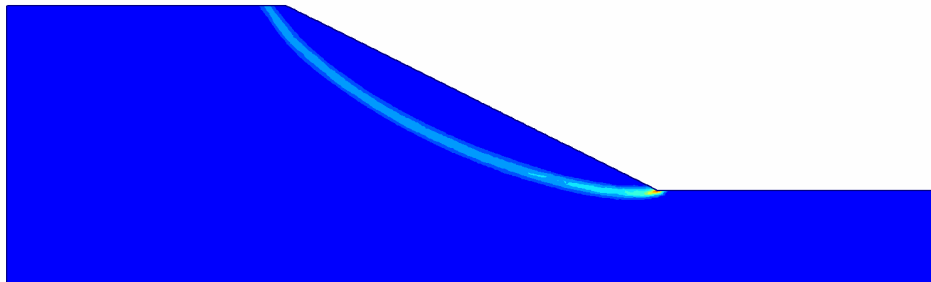
In deze simulatie wordt het gewicht opgevoerd tot bezwijken. Er is tussen de beide analyses een duidelijk verschil in de grootte van belasting die kan worden opgebracht. Bij associatief materiaalgedrag kan 3.47 maal het eigen gewicht worden opgebracht, terwijl deze belastingfactor bij niet-associatief gedrag gelijk aan 2.92 is.

Deze waarden voor de belastingfactoren zijn echter wel afhankelijk van de dwars-contractiecoëfficiënt. Als deze van 0.3 naar 0.48 wordt verhoogd, dan worden de belastingfactoren 3.35 en 3.09. In het laatste geval breekt het materiaal eruit.

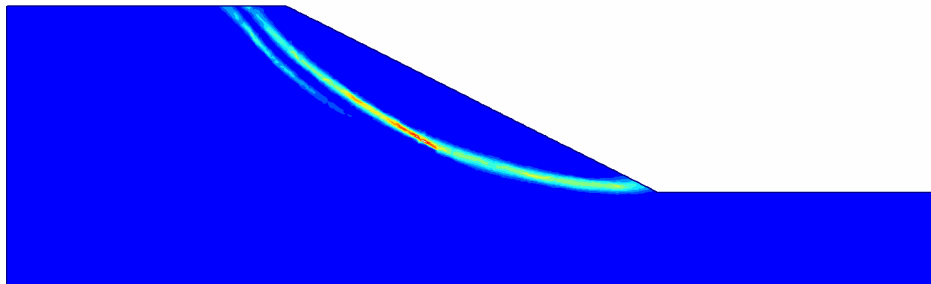
De berekeningen op basis van belastingverhoging geven gladde bezwijkkrommen voor zowel associatief als niet-associatief materiaalgedrag (zie Figuur 2.5).

Onduidelijk is wat de betekenis van deze resultaten is voor de veiligheid van de constructie, want de gevonden belastingfactoren zijn hoog terwijl de onzekerheid over de grootte van de eigengewichtsbelasting beperkt is. Deze aanpak levert geen goed inzicht in de sterkte van de constructie.

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

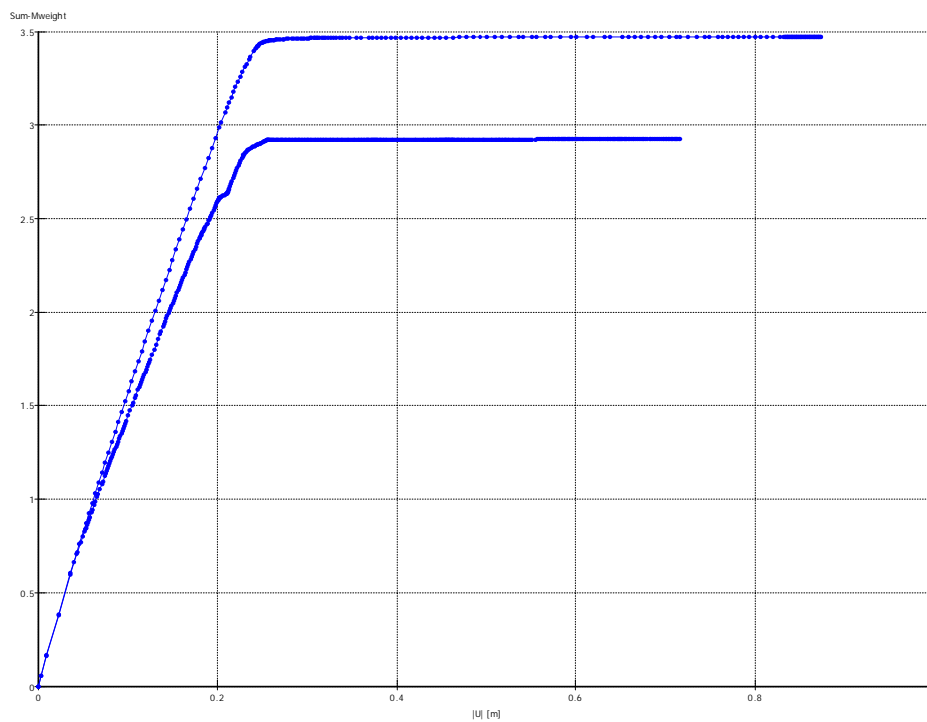


Associatief



Niet associatief

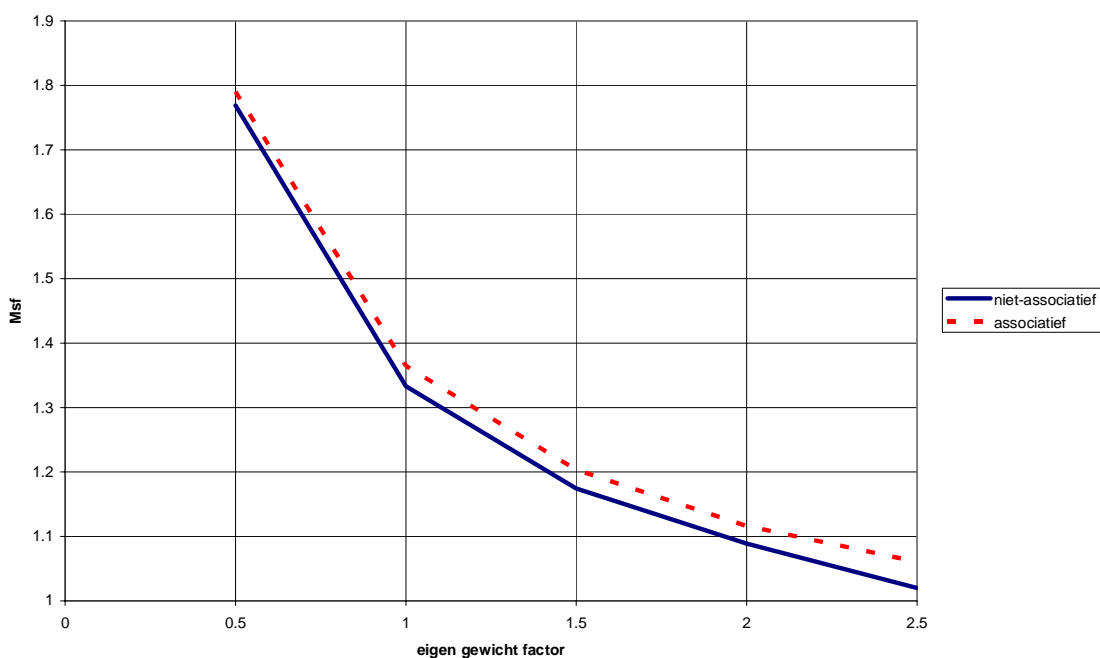
Figuur 3.4 Bewegingsmechanismes bij het opvoeren van de belasting door eigen gewicht



Figuur 3.5 Belasting krommen bij het verhogen van het eigen gewicht. De bovenste kromme is het resultaat bij $\psi=\phi$ en onder bij $\psi=0$

3.4.2 Analyse met sterktereductie bij verschillende belastingniveaus

Op basis van hetzelfde materiaal is er een aantal sterktereductieberekeningen uitgevoerd bij verschillende niveaus van eigen gewicht. Deze analyses zijn uitgevoerd voor materialen met een associatief en niet-associatief gedrag. De multiplier over het eigen gewicht, zoals gegeven in tabel 2.1, staat op de horizontale as in Figuur 2.6.



Figuur 3.6 Veiligheidsniveau (MSF) bij verschillend eigen gewicht (associatief en niet-associatief)

De veiligheidsfactor MSF varieert sterker bij lage dan bij hoge spanningsniveaus.

Het niet-associatieve materiaal model geeft een lagere veiligheid dan het associatieve model. Het verschil tussen beide modellen is gering. Het verschil in sterkte is in dit geval circa 4%. Theoretisch is in het associatieve geval de shear stress ratio R gelijk aan 0.36 en in het niet-associatieve geval 0.34. Het gerealiseerde verschil is wel kleiner dan het theoretische verschil. Dit komt mogelijk deels doordat het belastingpad dat doorlopen wordt niet noodzakelijkerwijs de laagste schuifsterkte geeft en deels doordat de gevonden mechanismen niet volledig identiek zijn. Als het opgedrongen bezwijkmechanisme wel identiek is, is dat verschil wel te realiseren.

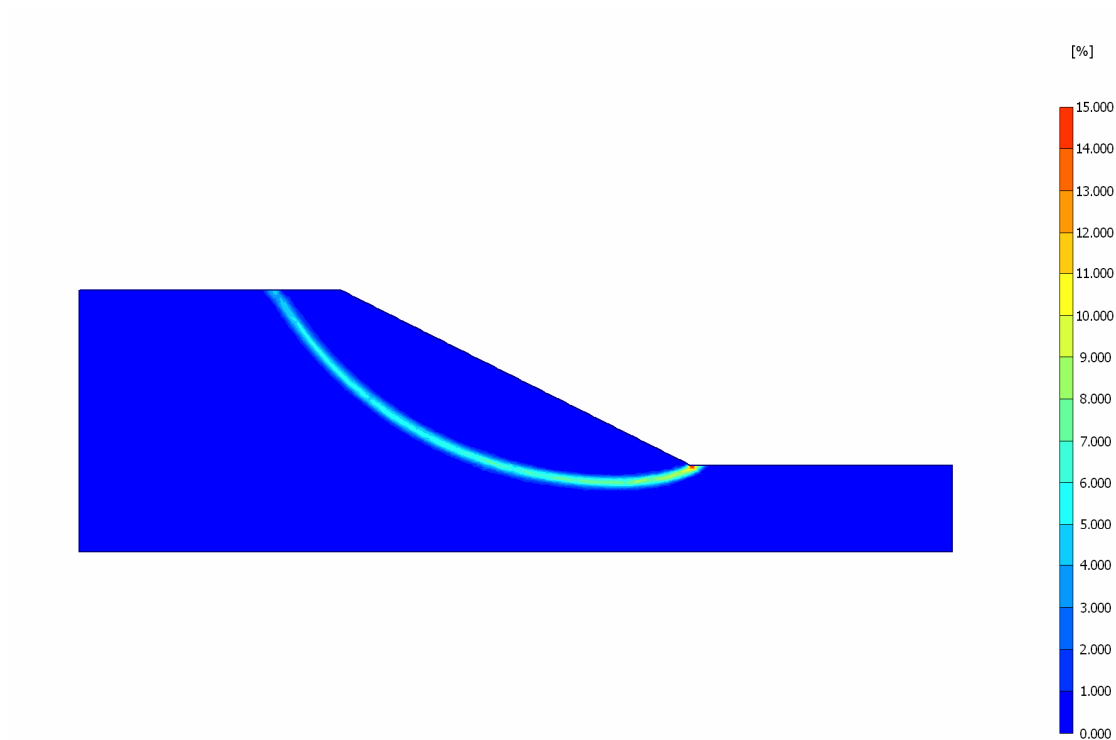
De dwarscontractie heeft uitsluitend invloed op het maximale eigengewichtsniveau. Verder is deze invloed marginaal.

Verder blijkt dat als de sterkteparameters (c en $\tan\phi$) met een factor x worden verhoogd dan volgt ook dat de MSF een factor x groter wordt.

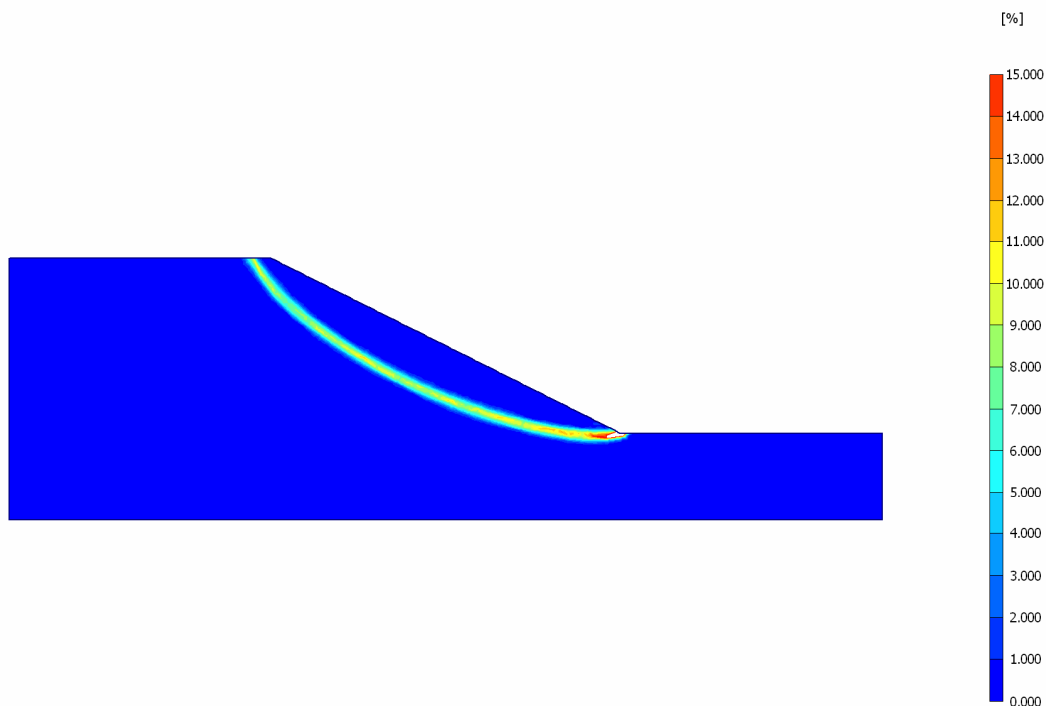
Er zit wel een duidelijk verschil in de mechanismes die ontstaan. Bij een laag eigen gewicht ontstaat er een dieper mechanisme dan bij een hoog eigen gewicht.

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

De niet-associatieve materiaalmodellen geven nette bezwijkkrommen. De niet-associativiteit geeft geen problemen.



Eigengewichtsfactor 0.5



Eigengewichtsfactor 3.0

Figuur 3.7 Bewegingsmechanismes bij eigengewichtsfactor 0.5 en 3.0

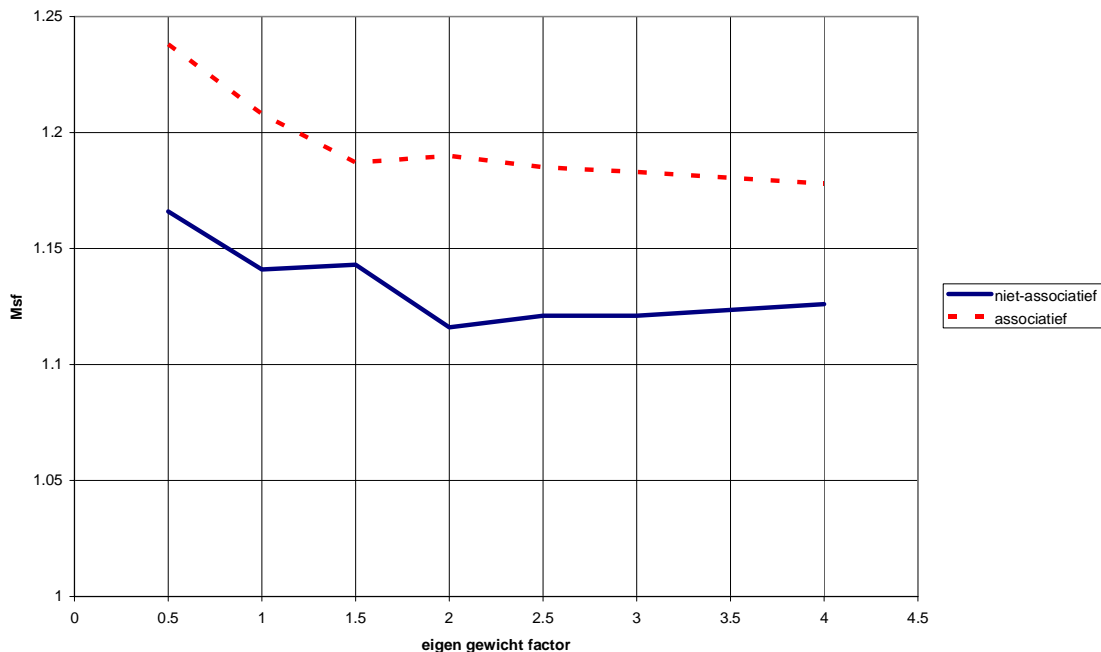
In de voorgaande analyses is er geen duidelijk onderscheid te zien in sterkte tussen de associatieve en niet-associatieve gedrag. De volgende aspecten spelen hierbij een rol. Bij ondiepe mechanismen speelt de cohesie een belangrijke rol en de cohesie draagt niet bij tot de niet-associativiteit. De wrijvingshoek bedraagt 20° en dit beperkt de invloed van niet-associativiteit. Om de verschillen duidelijker te krijgen is gekeken naar een dijksmateriaal met een wrijvingshoek van 30° en geringe cohesie (zie tabel 2.2).

		Associatief	Niet-associatief
γ_{unsat}	[kN/m ³]	10	10
ν	[-]	0.3	0.3
E_{ref}	[kN/m ²]	13000	13000
c_{ref}	[kN/m ²]	0.1	0.1
ϕ	[°]	30	30
ψ	[°]	30	0
R	[-]	0.577	0.500

Tabel 3.1 Materiaalparameters bij materiaal met lage cohesie

Theoretisch is in het associatieve geval de shear stress ratio R gelijk aan 0.577 en in het niet-associatieve geval 0.500. Dit betekent een verschil van 15.4% in sterkte.

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief



Figuur 3.8 Veiligheidsniveau (MSF) bij verschillend eigen gewicht(lage cohesie)

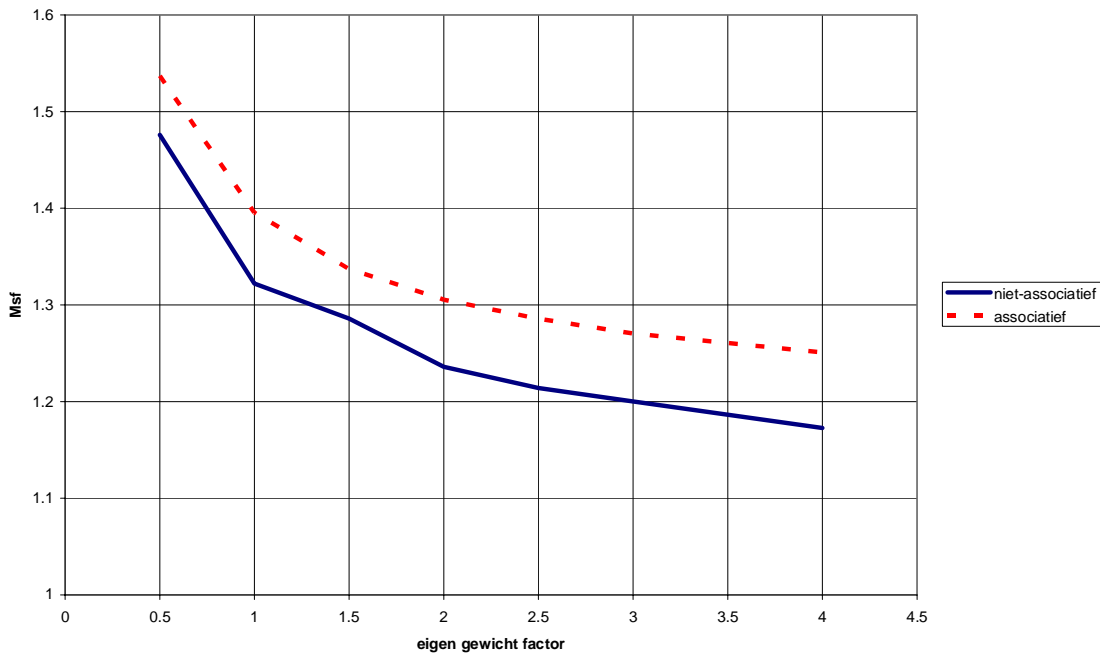
Onder deze condities zijn er wel duidelijke verschillen in de veiligheidsfactor. De resulterende mechanismen zijn hierbij meestal niet gelijk. In geval van niet-associatief gedrag ontstaat er veelal een kleiner en minder diep gelegen mechanisme. Bij het associatief model schuift het gehele talud af. Het verschil in sterkte tussen beiden is in dit geval ongeveer 5.5%. Dit is een derde kleiner dan vanuit de theorie volgt bij identieke mechanismes.

De niet-associatieve modellen geven veel numerieke problemen. De resulterende bezwijkkrommen zijn niet vlak meer (zie bijvoorbeeld Figuur 3.1). De uitkomsten vertonen numerieke onzekerheid. Mogelijk speelt ook de geringe cohesie hier een rol in. Geringe cohesie genereert minder diep gelegen bezwijkmechanismen voor deze problemen.

Aangetoond kan worden dat afwijking tussen beide simulaties niet kleiner worden als de cohesie in het systeem toeneemt (zie Figuur 2.8). Daartoe is de cohesie tot 1 kN/m² verhoogd (zie tabel 2.3).

		associatief	Niet-associatief
γ_{unsat}	[kN/m ³]	10	10
ν	[-]	0.3	0.3
E_{ref}	[kN/m ²]	13000	13000
c_{ref}	[kN/m ²]	1.0	1.0
ϕ	[°]	30	30
ψ	[°]	30	0
R	[-]	0.577	0.500

Tabel 3.2 Materiaalparameters met hogere cohesie



Figuur 3.9 Veiligheidsniveau (Msf) bij verschillend eigen gewicht

Het valt op dat de krommen van het veiligheidsniveau in dit geval wat gladder verlopen. Het verschil in sterkte tussen associatief en niet-associatief is dit geval ongeveer 5.4%. Dit is een derde kleiner dan vanuit de theorie volgt bij identieke bezwijkmechanismes.

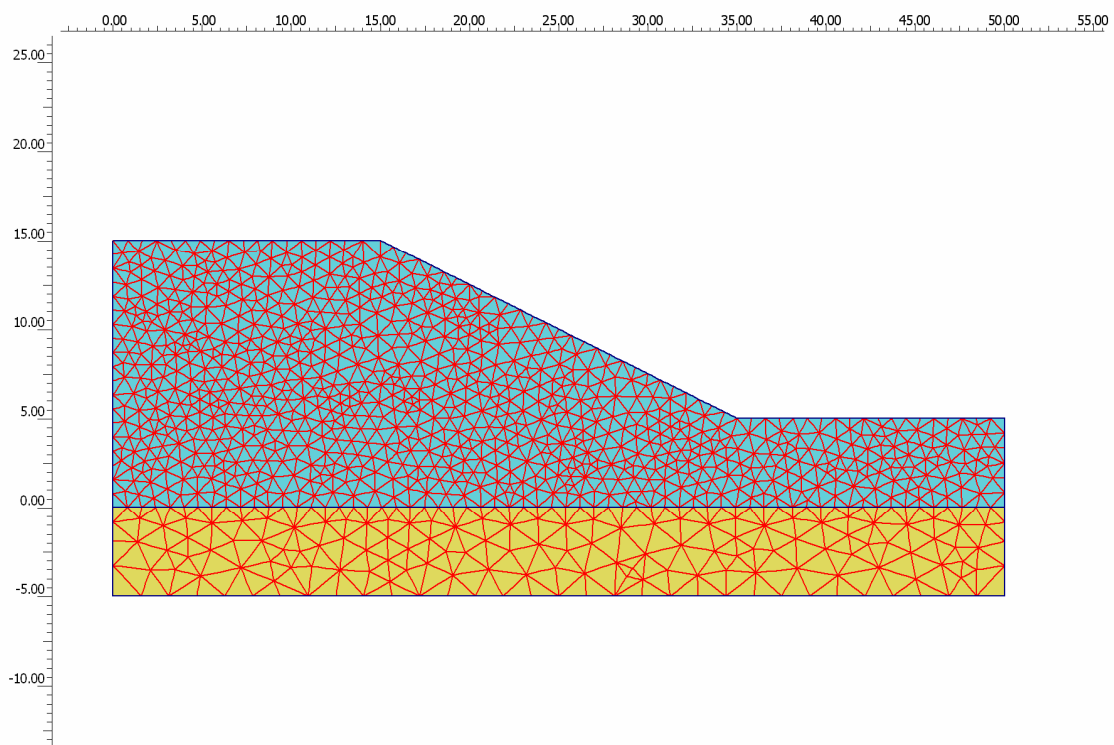
1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

3.5 Simulatie van diepe mechanismes

Diepe bezwijkmechanismes worden gevormd als de sterkte onder de dijk laag is en/of een hoge potentiaal in het pleistocene zand aanwezig is (opdrijven). In de analyses hier is voor een hoge potentiaal in het diepe zand gekozen. De materiaalparameters voor de berekeningen waarbij diepe afschuiving optreedt staan in tabel 2.4.

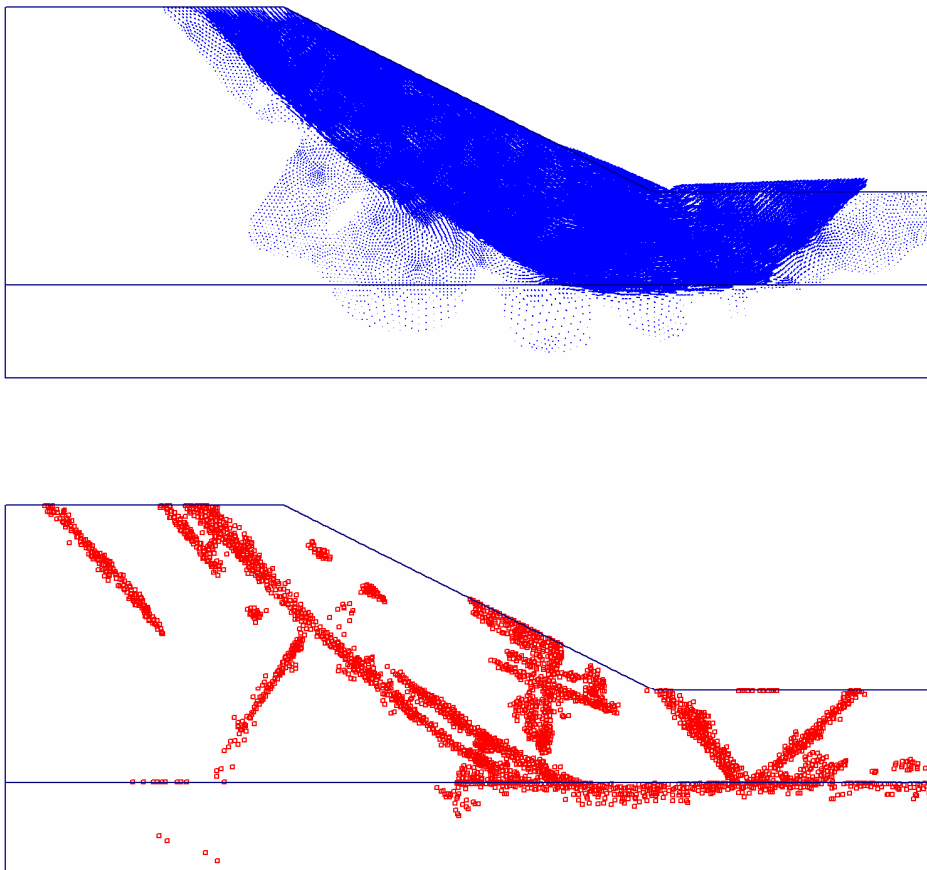
		Dijkmateriaal	Zand
γ_{unsat}	[kN/m ³]	17	19
γ_{sat}	[kN/m ³]	17	19
ν	[-]	0.3	0.3
E_{ref}	[kN/m ²]	13000	25000
c_{ref}	[kN/m ²]	1	0.1
ϕ	[°]	30	30
ψ	[°]	0 of 30	0 of 30

Tabel 3.3 Materiaalparameters voor de dijk en het zand



Figuur 3.10 Toegepaste geometrie en mesh voor het diepe bezwijkmechanismes

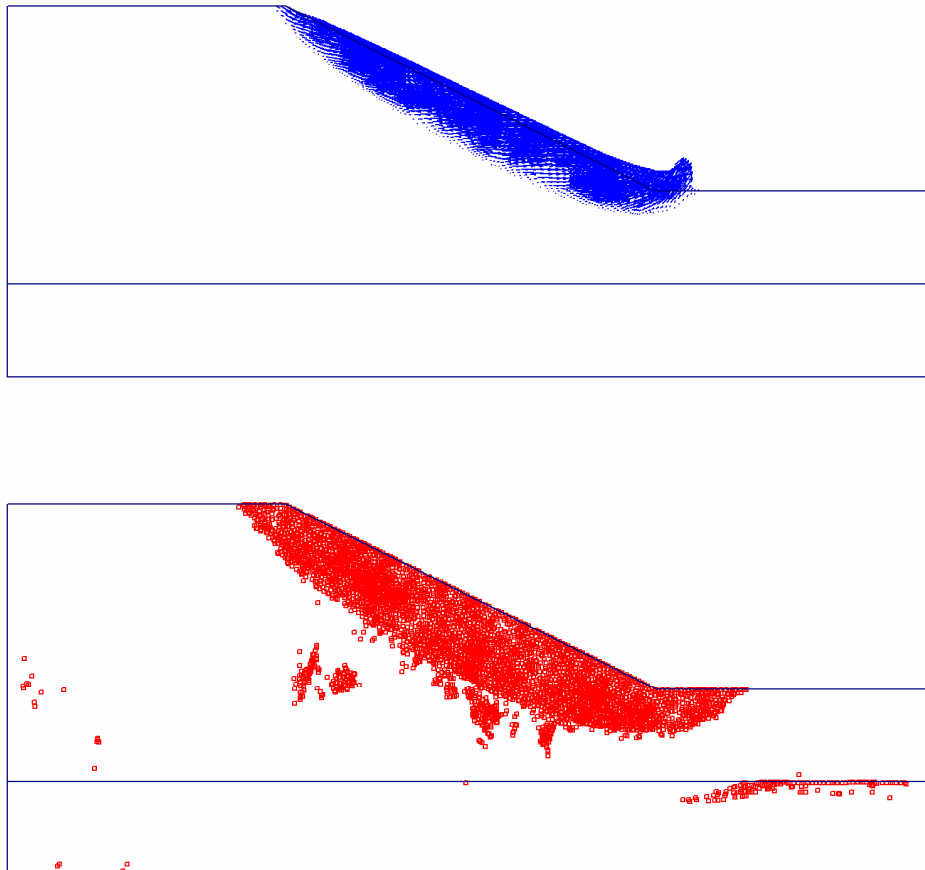
Uitgangspunt voor de berekening is een freatische lijn gelijk aan het maaiveld +5.0m. In het diepe zand is de potentiaal +8.5m. De top van de zandlaag ligt op 0.0 m. Dit betekent dat de effectieve verticale spanning in de toplaag landinwaarts $5 \cdot 7 = 35 \text{ kN/m}^2$ bedraagt en 0 kN/m^2 in de top van het zand, immers de waterdruk bedraagt 35 kN/m^2 .



Figuur 3.11 *Bewegingsmechanisme en plasticiteit bij niet-associatief model*

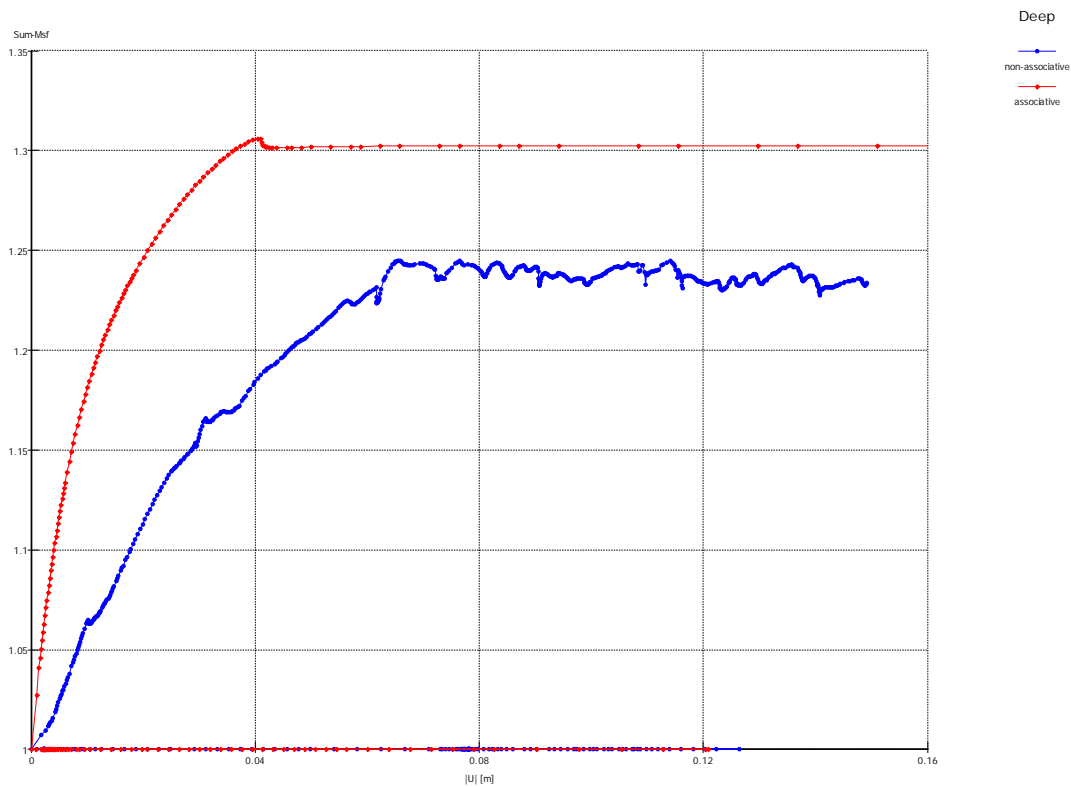
In de simulatie van het niet-associatieve model volgt een diep mechanisme. Het mechanisme loopt door de dijk onder het zand door en landinwaarts komt de grond omhoog. De rechterraand beïnvloedt mogelijk de oplossing. In de dijk ontstaan duidelijke schuifvlakken. Hier hoort een sterkte bij van $MSF = 1.24$.

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief



Figuur 3.12 Bewegingsmechanisme en plasticiteit bij associatief model

Bij associatieve materialen wordt een geheel ander mechanisme gevonden dat naar een ondiep mechanisme tendeeft. Hier hoort een sterkte bij van $MSF = 1.30$.



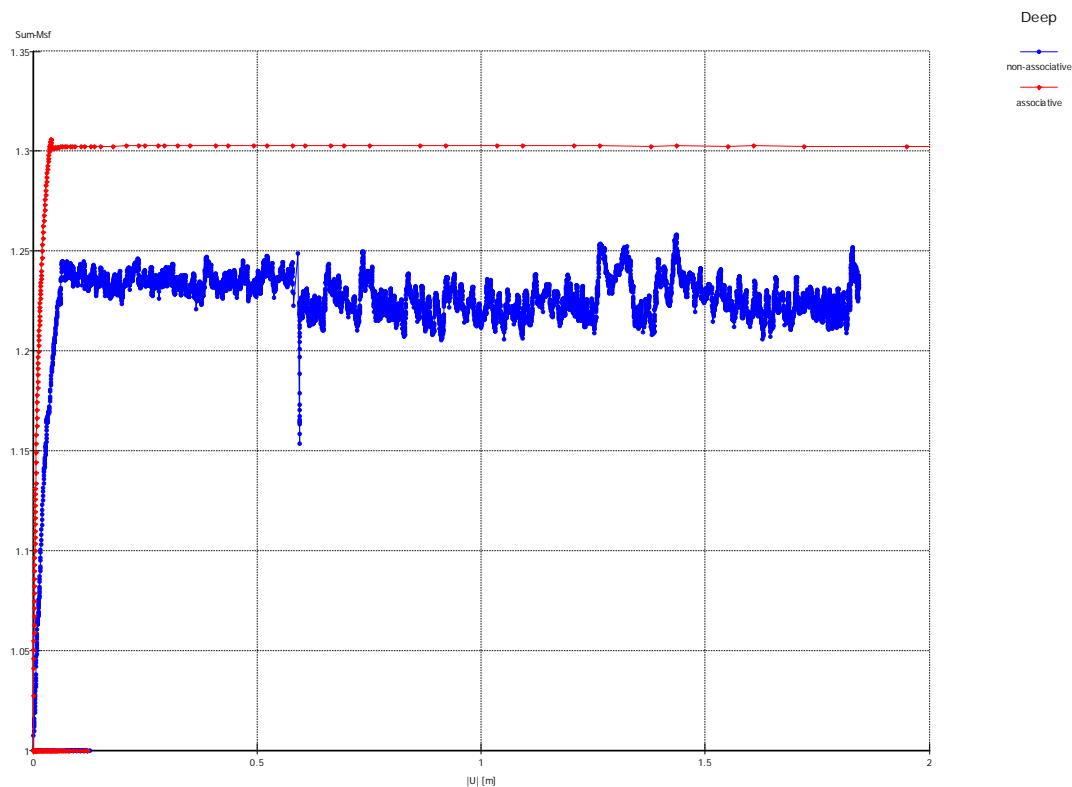
Figuur 3.13 Ontwikkeling van de MSF als functie van de verplaatsing voor de diepe mechanismen

Uit bovenstaande figuur blijkt dat het niet-associatieve model niet convergeert. Er komt een waarde uit voor de sterkte maar deze waarde geeft niet een stationair bezwijkmechanisme. Dit is een gevolg van het feit dat het schuifvlak niet gefixeerd is maar beweegt ten gevolge van plasticiteit elders in de grond.

Bij niet-associatieve materialen met $\phi \geq 30^\circ$ en $\psi = 0^\circ$ ontstaan er problemen in de numerieke analyse. Dit komt omdat in deze materialen schuifvlakken ontstaan. De sterkte in de schuifvlakken neemt af door spanningsrotatie en de grond eromheen gaat ontlasten, met als gevolg dat er energie vrijkomt. Dit levert gecompliceerde en mogelijk onbetrouwbare berekeningen.

Deze berekeningen zijn uitgevoerd op basis van 0.1 % tolerantie in de sterktereductie-berekening. De berekening is gevoelig voor de gestelde tolerantie. Als de standaard tolerantie in Plaxis gebruikt wordt (van 1%) volgt ook voor het niet-associatieve model een relatief ondiep mechanisme.

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

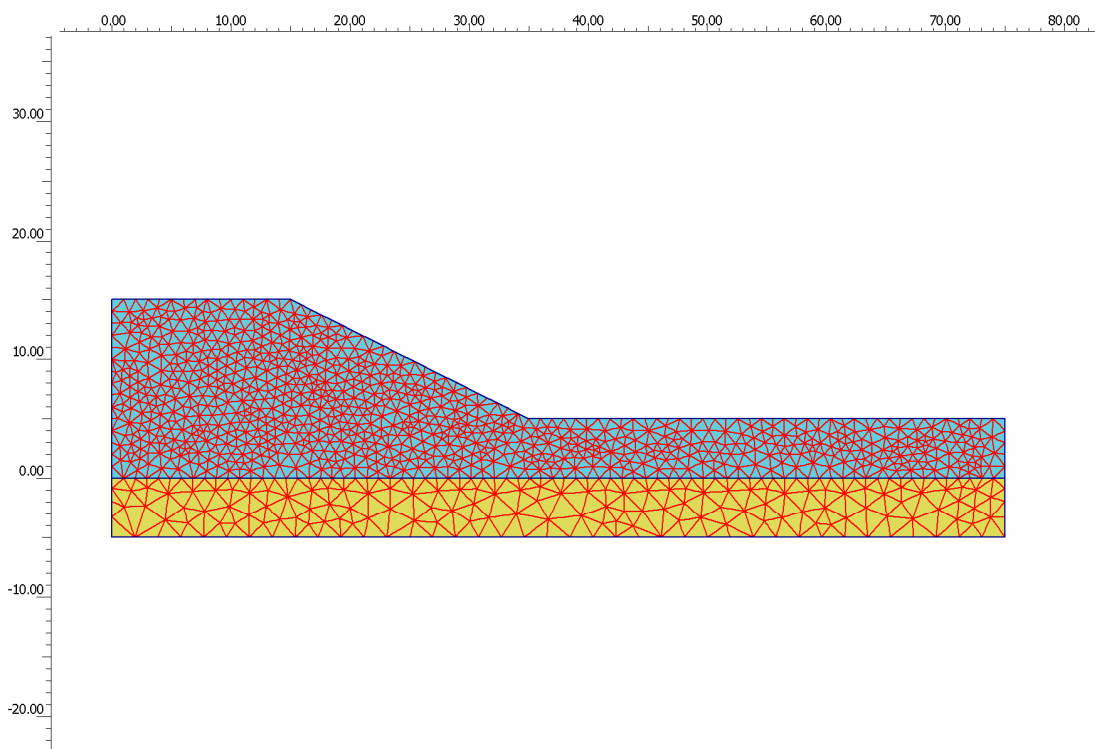


Figuur 3.14 Ontwikkeling van de MSF voor de diepe mechanismen

De niet-associatieve berekening geeft aan dat er nog geen dominant bezwijkmechanisme is waardoor de verplaatsingen beperkt blijven.

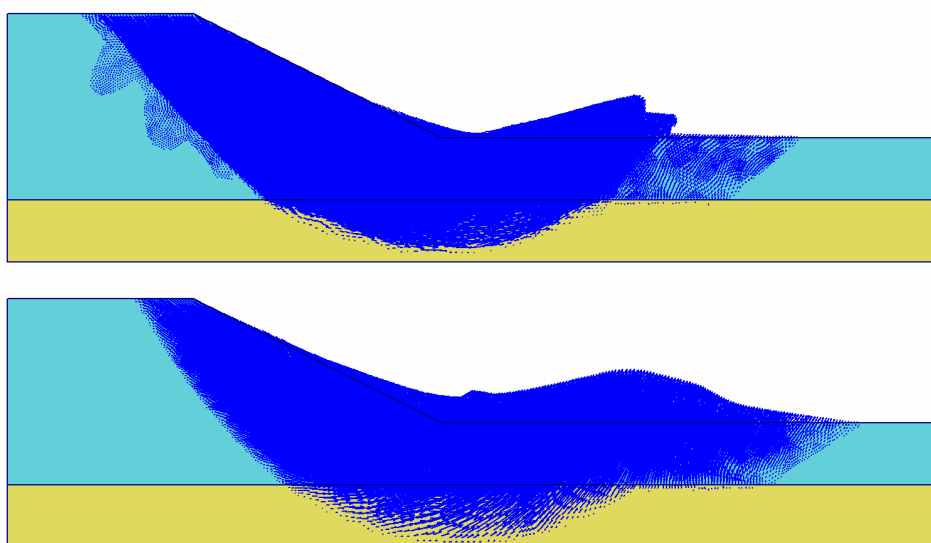
Maar ook als de berekeningen doorgezet worden met 10.000 stappen (zie figuur 2.14) leidt dit niet tot een geconvergeerde oplossing. De MSF in het geval van het associatieve model bedraagt 1.30 en voor het niet-associatieve model circa 1.23. Deze waarden zijn uiteraard lager bij de ondiepe mechanismen (zie Figuur 2.8). Dit is een gevolg van het algoritme dat het mechanismen met de laagste waarde wordt gevonden.

Kritische grootte in deze berekening is de sterkte in de diepe ondergrond. Om duidelijk diepe mechanismen te hebben wordt het effectieve gewicht van het zand verlaagd. Bovendien is de rechterraand 25 m verder opgeschoven om de mogelijke invloed van deze rand te beperken. Dit leidt tot de geometrie zoals in Figuur 2.15.



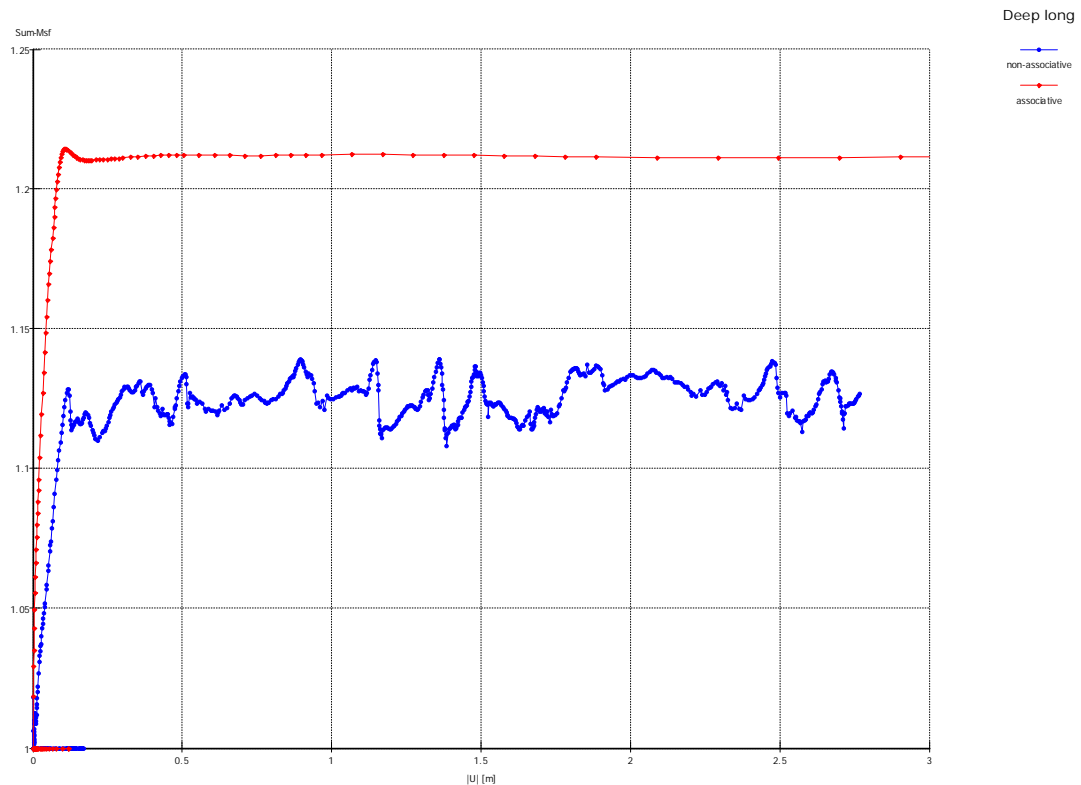
Figuur 3.15 Aangepaste geometrie en mesh voor diepe bezwijkmechanismen

De berekeningen zijn uitgevoerd met een volumegewicht van het zand van 13 kN/m^2 . De overige materiaaleigenschappen zijn gelijk aan de waarden in tabel 2.4.



Figuur 3.16 Bezwijkmechanismen (boven) bij een niet-associatief model en (onder) bij associatief Mohr-Coulomb model

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

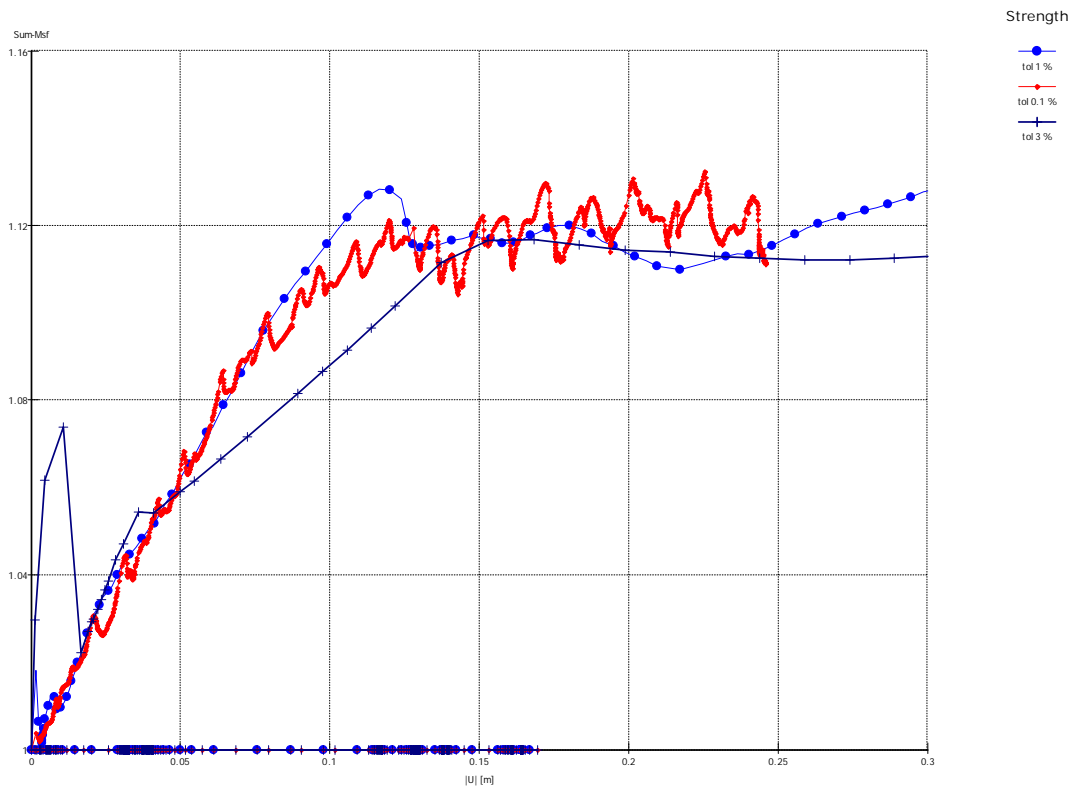


Figuur 3.17 Ontwikkeling van de Msf voor associatief en niet associatief model

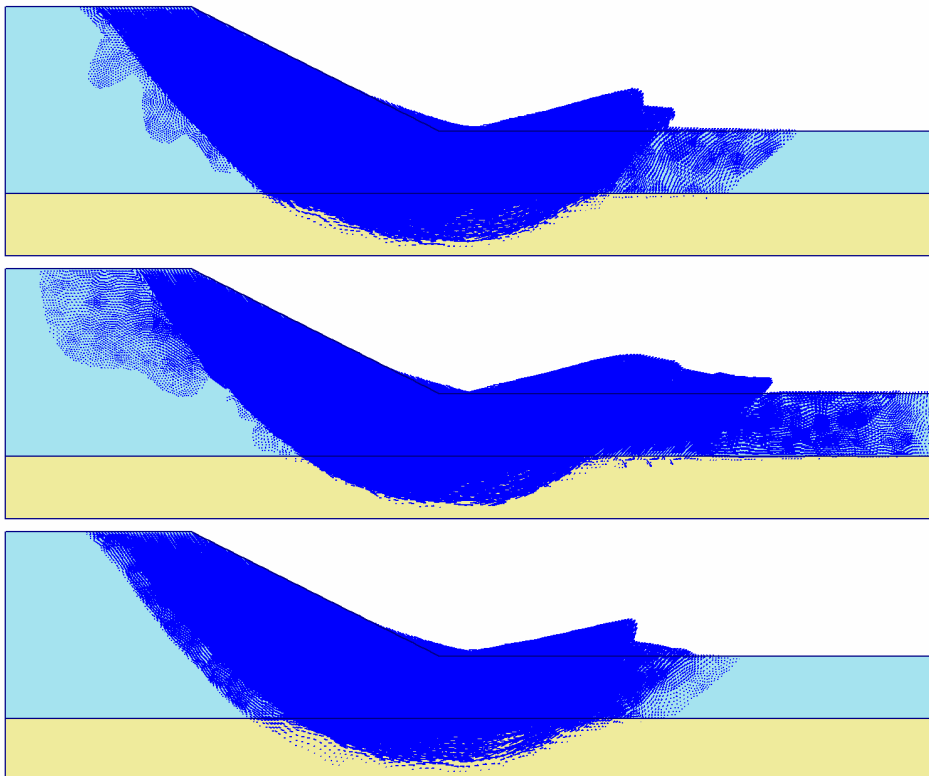
Het associatieve model geeft een MSF van 1.21 en het niet-associatieve model geeft een MSF van circa 1.13. Door de keuze van de dichtheid van het zand gaat het diepe mechanisme door de zandlaag. Het mechanisme is minder duidelijke een opdrijfprobleem in vergelijking tot Figuur 2.11. De waarden zijn duidelijk beneden de waarden zoals deze gevonden werden voor het ondiepe mechanisme.

De analyse van het niet-associatieve materiaal toont het problematische karakter van deze berekeningen aan. De gladheid van de kromme wordt mogelijk beïnvloedt door de gekozen tolerantie. In de berekeningen voor figuur 2.17 is uitgegaan van de standaard 1 % tolerantie in de onbalans. In Figuur 2.18 is een vergelijking gemaakt voor hetzelfde niet-associatieve materiaal bij drie verschillende toleranties. Hieruit blijkt dat, afgezien van de onduidelijke versterking bij geringe verplaatsingen van de kromme bij 3% onnauwkeurigheid, dat deze kromme verder buitengewoon vlak is. De bijbehorende mechanismen van de laatste rekenstap lijken op elkaar. Als er een hoge nauwkeurigheid wordt geëist (van 0.1%) dan volgt het kleinste bezwijkmechanisme. Bij het toenemen van de tolerantie lijkt het mechanisme groter te worden (figuur 2.19). Buiten het verschil in hoofdmechanisme zijn ook de gebieden ernaast min of meer plastisch. Dit is verschillend voor alle drie de berekeningen.

Hierbij dient te worden opmerkt dat de gepresenteerde mechanismes suggereren dat in de rekenstappen ervoor eenzelfde mechanisme zit. Bij niet-associatieve materialen is niet geheel zeker dat er maar één mechanisme is. Er zijn vaak een aantal bezwijkmechanismen die in sterkte dicht bij elkaar liggen.



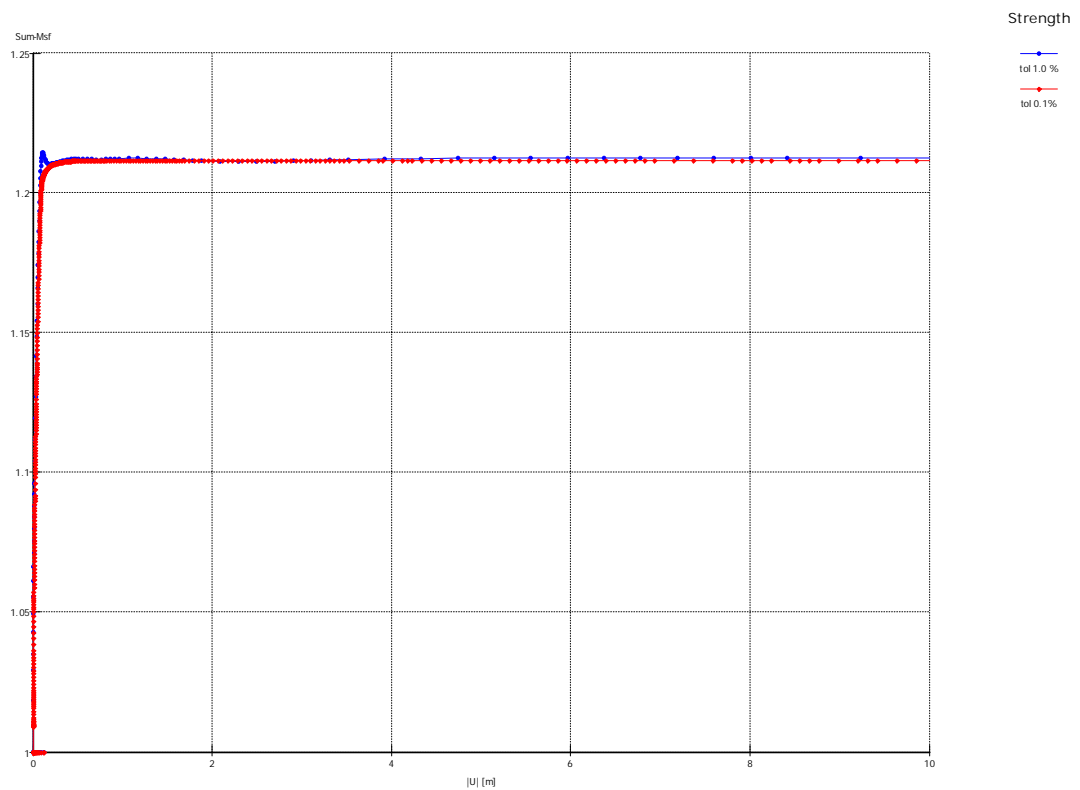
Figuur 3.18 Ontwikkeling van de MSF voor een niet-associatief model met verschillende toleranties



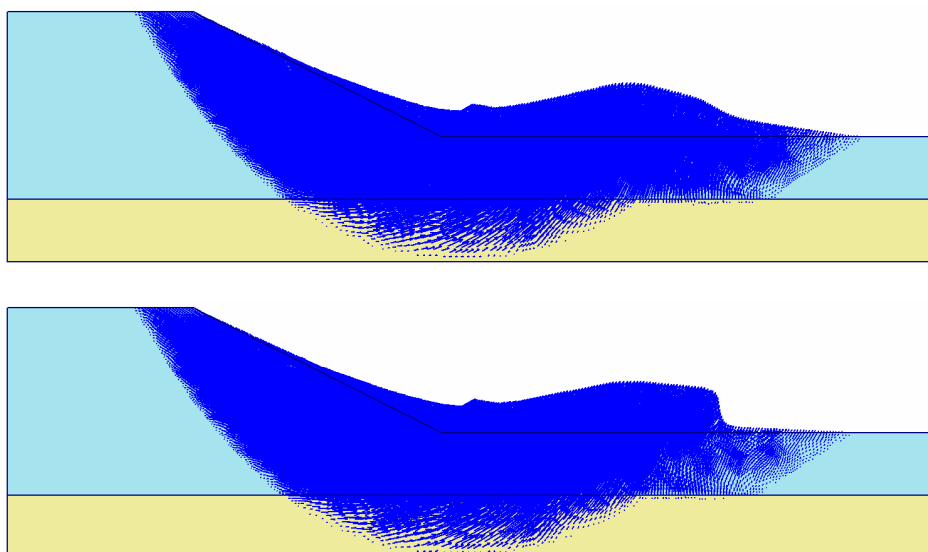
Figuur 3.19 Bezwijkmechanismes (boven) van 1% met MSF=1.127, (midden) 0.1% met MSF=1.111 en (onder) 3% met MSF=1.124

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

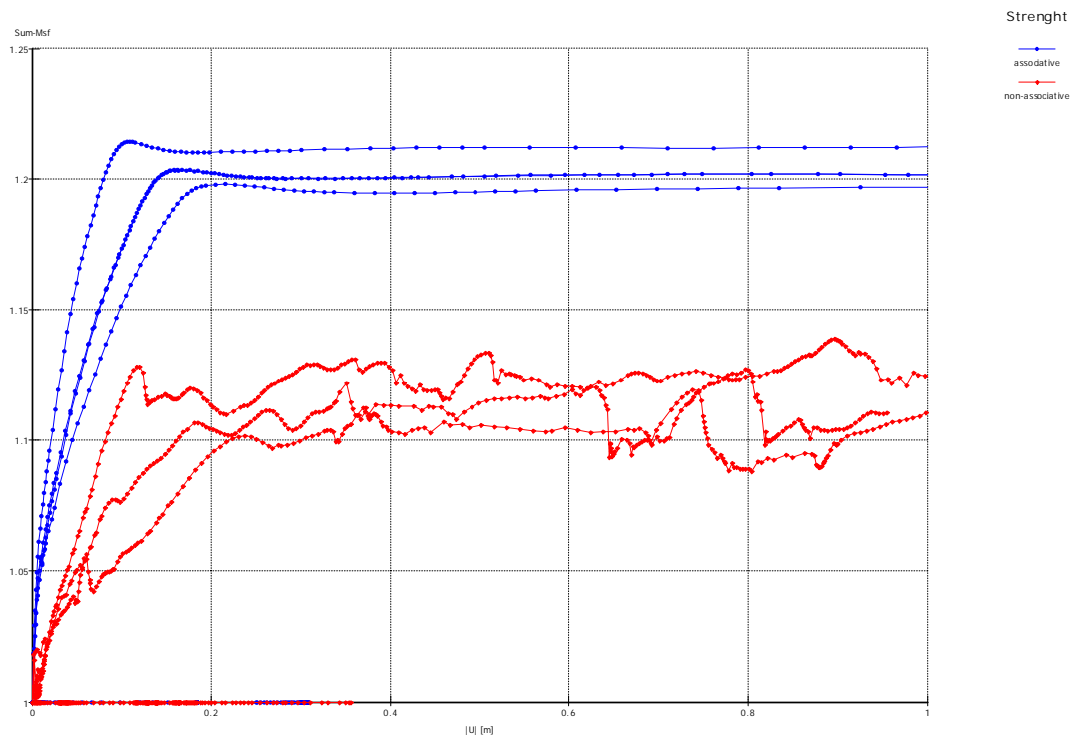
Bij een associatief materiaal zijn de verschillen zowel in sterkte als in de mechanismen verwaarloosbaar (zie figuur 2.20 en 2.21).



Figuur 3.20 Ontwikkeling van de MSF voor een associatief model met verschillende toleranties



Figuur 3.21 Beziijkmechanismes van (boven) 1% met MSF=1.212 en (onder) 0.1% met MSF=1.211



Figuur 3.22 Sterkteontwikkeling bij 3 verschillende eigengewichtsniveaus van 1, 1.5 en 2.0 voor associatieve en niet-associatieve berekeningen. (som-3 en 4)

In figuur 2.22 is de sterkteontwikkeling bij verschillende eigengewichtsniveaus weergegeven. De resultaten geven aan dat bij een toename van het gewicht met factoren 1.0, 1.5 en 2.0 er maar een geringe verandering plaatsvindt van de sterkte. De resultaten van 1.0 komen overeen met de resultaten zoals deze eerder gegeven zijn. Opgemerkt moet worden dat het niet-associatieve model de facto geen duidelijk gestabiliseerde waarde geeft. De resultaten geven een grote spreiding. Dit is hier beter te zien dan in figuur 2.18 omdat de verplaatsingen hier groter zijn.

Gedraineerde analyses van niet-associatieve materialen geven problemen bij een wrijvingshoek van ongeveer 30° of meer. Hiervoor is een andere benadering nodig, bijvoorbeeld een equivalent associatief model met vergelijkbare sterkte.

4 Gedraineerde versus ongedraineerde sterkte

4.1 Inleiding

De sterkte van waterkeringen dient te worden verzekerd voor zowel voor snelle als voor langzame belastingen. De termen 'snel' en 'langzaam' belasten zijn gekoppeld aan de afstroomsnelheden van grondwater in relatie tot de snelheid van belasten. De afstroomsnelheden worden bepaald door de doorlatendheid van de materialen. Voor klei en veen zijn de doorlatendheden laag. Een belasting is gedraineerd (langzaam) als de wateroverspanningen ten gevolge van belasten zijn afgestroomd binnen de belastingtijd, anders zijn de belastingen ongedraineerd. De respons van waterkeringen op hoogwater kan veelal worden gezien als een ongedraineerde belasting voor klei en veen.

Opgemerkt dient te worden dat er meerdere belastingvormen bestaan waarbij de grond deels ongedraineerd is. Ongedraineerde en gedraineerde belastingen zijn doorgaans extreme condities. De focus in deze paragraaf zal vooral liggen op ongedraineerde belastingen, om inzicht te krijgen in de additionele wateroverspanningen die tijdens belasten worden gegenereerd.

Om de verschillende belastingsituaties te berekenen zijn verschillende aanpakken mogelijk.

- Gedraineerde belasting: - effectieve spanningsanalyse;
- Ongedraineerde belasting: - totaalspanningsanalyse;
- ongedraineerde spanningsanalyse.

De effectieve spanningsanalyse gaat uit van uitsluitend effectieve spanningen in de grond. Het materiaalmodel in Plaxis (bijvoorbeeld Hardening Soil of Mohr-Coulomb) bepaalt in dat geval de sterkte van de grond. Er worden geen wateroverspanningen gegenereerd.

Het onderscheid in de twee laatste benaderingen is dat bij een totaalspanningsanalyse geen onderscheid wordt gemaakt tussen de effectieve spanning en de waterspanning. In een ongedraineerde analyse in de EEM kan dit onderscheid wel worden gemaakt als het principe van Terzaghi wordt toegepast. In dat geval wordt er onderscheid gemaakt tussen de effectieve spanning en waterdruk. In deze aanpak zorgt het water voor de incompressibiliteitsconditie en het effectieve materiaalmodel bepaalt de hoeveelheid compressie, dit wil zeggen de hoeveelheid wateroverspanning die er wordt gegenereerd. Dit betekent dat de juiste ongedraineerde sterkte wordt gebruikt bij bezwijken.

Cruciaal in deze laatste ongedraineerde aanpak is dat de wateroverspanningen bij overgang van de bestaande effectieve spanningstoestand tot de nieuwe spanningstoestand correct worden beschreven. Dit is een probleem.

De bestaande materiaalmodellen in Plaxis onderschatten de waterspanningsgeneratie nabij de bezwijkomhullende vergeleken met experimenten. Bij toepassing van de sterktereductieberekening in Plaxis wordt geen rekening gehouden met deze additionele wateroverspanningen. Bij de sterktereductieberekening wordt uitsluitend rekening gehouden met de wateroverspanningen vanuit het Mohr-Coulomb model. Deze wateroverspanningen onder-

schatten mogelijk de werkelijke wateroverspanningen, omdat voor spanningstoestanden in de buurt van bezwijken meer wateroverspanningen wordt gegenereerd in experimenten dan het materiaalmodel voorspelt. Onder belastingssituaties en toepassing van het Hardening Soil model worden wel meer wateroverspanningen gevonden, echter ook deze lijken een onderschatting te geven. Dit betekent dat de ongedraineerde sterkte in Plaxis kleiner moet worden om de additioneel gegenereerde wateroverspanningen in rekening te brengen.

Wat betreft de additionele waterspanningsgeneratie gedurende het ongedraineerde belasten is systematisch experimenteel werk nodig om een houvast te geven hoe dit in Plaxis te kunnen verwerken. De mogelijkheden tot meenemen van deze effecten in Plaxis liggen in het rekenen met lagere rekenwaarden van de sterkteparameters.

Een andere aanpak is de totaalspanningsanalyse waarbij de juiste ongedraineerde sterkte wordt gegeven. Dit is gecompliceerd, omdat de ongedraineerde sterkte geen materiaal-eigenschap is, maar een rekengrootheid voor de sterkte. Het rekenen met ongedraineerde sterkte voor de totaalspanningen geeft mogelijk de juiste schuifsterkte van de grond. Echter de isotrope effectieve spanning en waterdruk zijn niet meer realistisch.

De ongedraineerde sterkte is afhankelijk van de oriëntatie van het glijvlak ten opzichte van de hoofdrichtingen van de spanningen [Ohta H. et al., 1985]. Vooralsnog is het niet mogelijk om recht te doen aan deze anisotropie voor de ongedraineerde sterkte. Dit is in de Plaxis context voor sterktereductie niet mee te nemen.

Er zijn verschillende methoden om de ongedraineerde sterkte in rekening te brengen. Stel de actuele effectieve spanning gelijk aan $\underline{\sigma}'^a$. Op basis van de actuele spanning volgt de gemiddelde spanning $\sigma_m'^a$ en de deviatorspanning $\tau_m'^a$.

De minimum ongedraineerde sterkte volgt uit het gegeven dat het actuele verschil tussen de hoofdspansingen van de effectieve spanning de minimum sterkte leveren.

Minimum waarde ongedraineerde sterkte: $c_u = \tau_m'^a$

waarbij $\tau_m'^a = \left| \frac{(\sigma_3' - \sigma_1')}{2} \right|$ de straal van de cirkel van Mohr voor de actuele spanningen.

Maximale waarde ongedraineerde sterkte: $c_u = -\sigma_m'^a \sin \phi + c \cos \phi$

In deze formulering is $\sigma_m'^a$ het centrum van de cirkel van Mohr.

De werkelijke waarde zal ergens tussen deze waarden in liggen, factor α bepaalt de actuele waarde.

$$c_u = \tau_m'^a + \alpha \left(-\tau_m'^a - \sigma_m'^a \sin \phi + c \cos \phi \right) \quad \text{waarbij } 0 \leq \alpha \leq 1$$

Hoe groter de factor α , des groter wordt de te realiseren ongedraineerde sterkte.

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

De gangbare praktijk in Nederland is echter dat er met MStab naar een gedraineerde belastingsituatie wordt gekeken. Hierbij wordt met gereduceerde sterkteparameters gerekend [den Haan, 2006]. In de Angelsaksische landen wordt er meer met ongedraineerde sterkte gerekend. In Nederland is het ongedraineerd rekenen nog in een ontwikkeltraject (Grensverleggend toetsen, Bergambacht e.d.).

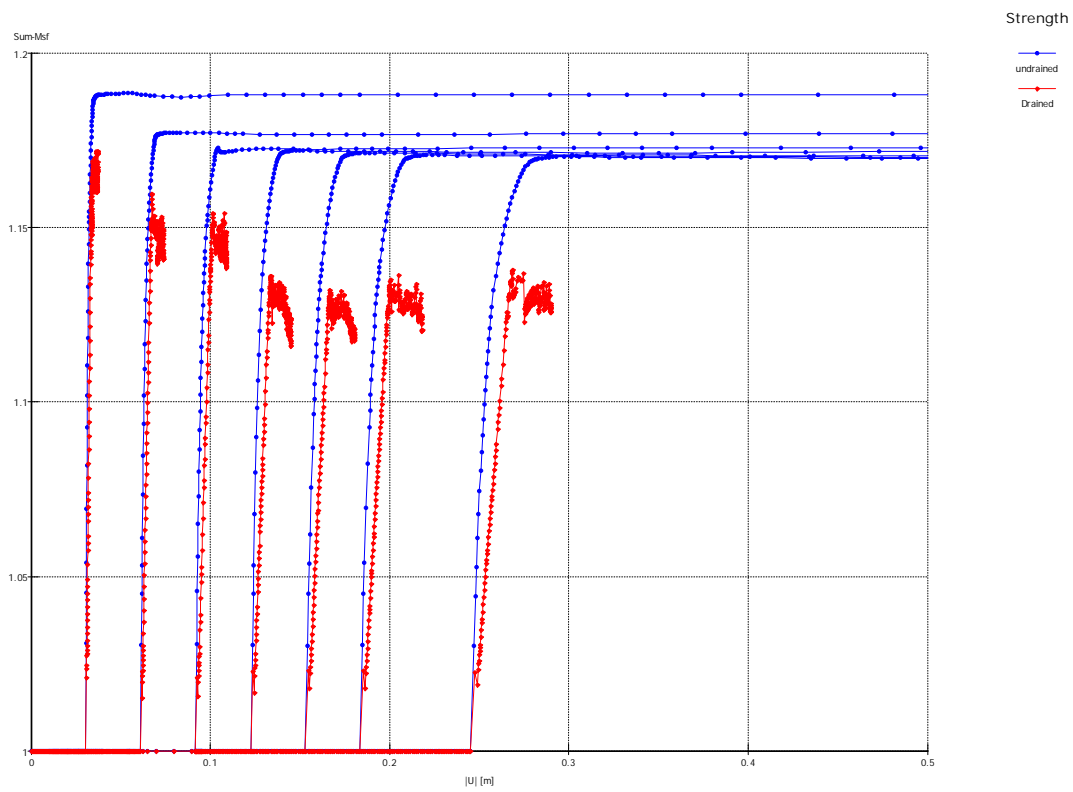
In de simulaties tot nu toe is uitgegaan van gedraineerd gedrag. Dit omdat in de bestaande Nederlandse praktijk van gedraineerd gedrag wordt uitgegaan. Mechanisch is het logischer om van ongedraineerd gedrag uit te gaan. Deze simulaties zullen hier worden besproken. Zowel diepe als ondiepe mechanismen zullen worden bekeken. Ongedraineerde analyses kunnen uitsluitend worden toegepast op materialen met een dilatatiehoek gelijk aan 0. Immers, als het materiaal kan dilateren of compacteren neemt de waterdruk ongelimiteerd toe of af. Dit is in de berekening onwenselijk.

Opgemerkt moet worden dat, als een materiaal ongedraineerd wordt aangenomen, dit dan ook geldt voor het materiaal dat boven de freatische lijn zit. Plaxis geeft ook ongedraineerd gedrag voor het materiaal boven de freatische lijn, het wordt door het programma als een materiaaleigenschap gezien en dit is ontkoppeld van de grondwaterstroming of freatische lijn.

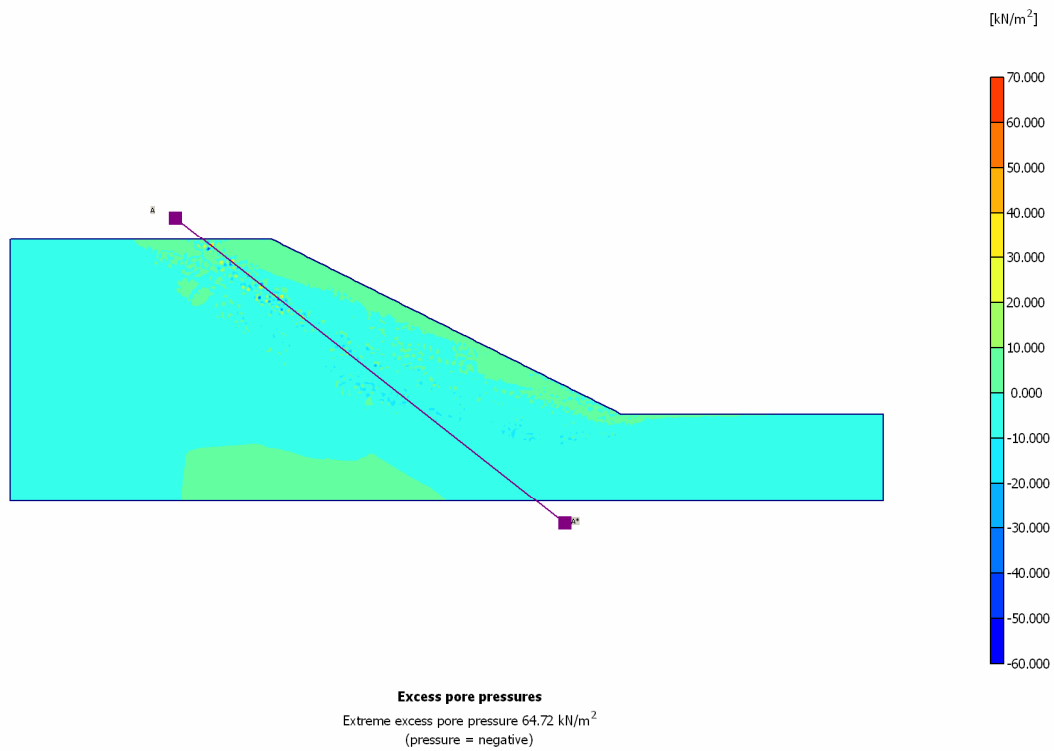
4.2 Simulatie ondiepe mechanismen

In figuur 3.1 is een vergelijking gemaakt met de simulatie van een materiaal met $\phi = 30^\circ$ en $c=0.1 \text{ kN/m}^2$. De ongedraineerde analyse loopt duidelijk veel soepeler in vergelijking tot de gedraineerde berekeningen. Opvallend is dat de ongedraineerde sterkte hier duidelijk hoger is dan de gedraineerde sterkte (zie figuur 3.1).

Echter, de onderliggende wateroverspanningen kunnen over korte afstand sterk wisselen. Dit is te zien in de figuren 3.2 and 3.3. Figuur 3.2 suggereert dat de wateroverspanningen slechts miniem effect hebben. Dit is niet waar in de zone van bezwijken. Hier fluctueren de waterspanningen sterk. In figuur 3.3 staan de resultaten voor de wateroverspanningen behorende bij raai A-A in figuur 3.2. Deze sterke fluctuaties maken deze resultaten in termen van berekende spanning onbetrouwbaar. Het volumevaste water fungeert als lijm in deze analyses. De invloed van het water in een schuifvlak verdient nog nader onderzoek.

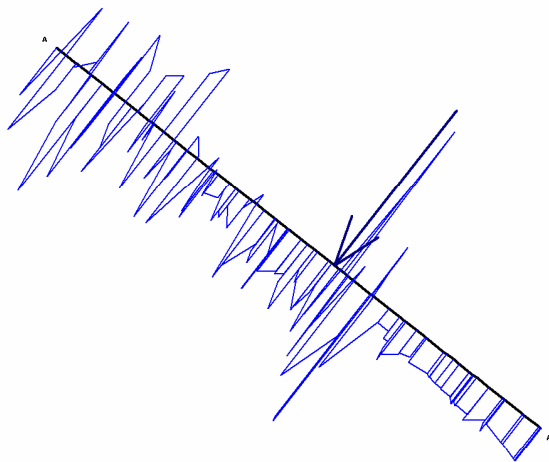


Figuur 4.1 Verschillen sterkteontwikkeling van gedraineerde en ongedraineerde analyse



Figuur 4.2 Wateroverspanningen na sterktereductie bij multiplier γ gelijk aan 1

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief



Excels voor presentaties
Binnen noemde presentatie 2009-09-23
Deltares Group - 0610-000000 - 000000 (2009-09-23)

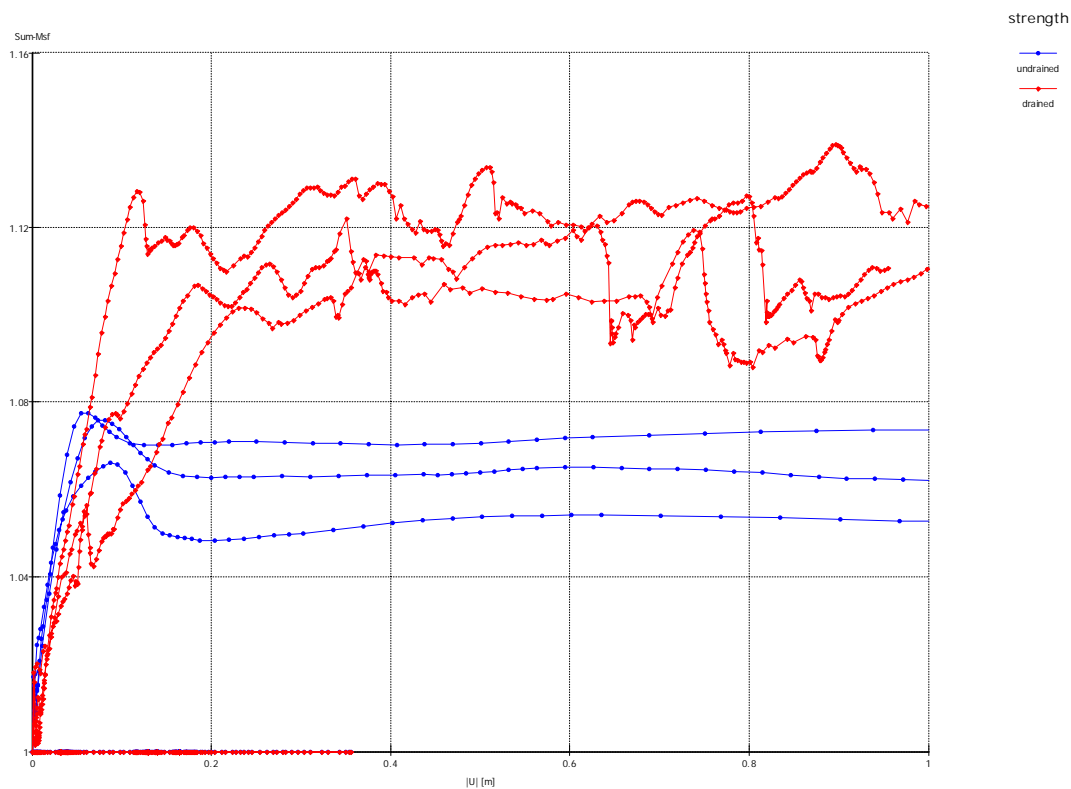
Figuur 4.3 Wateroverspanningen na sterktereductie bij multiplier γ gelijk aan in raai A-A zoals in figuur 3.2 aangegeven. Druk is links van de lijn

4.3 Simulatie diepe mechanismen

In de simulaties is uitgegaan van ongedraineerd gedrag van het dijksmateriaal. Voor het pleistocene zand wordt uitgegaan van gedraineerd gedrag. De materiaaleigenschappen zijn beschreven in tabel 2.4.

Als voor het dijksmateriaal wordt uitgegaan van ongedraineerd gedrag, dan convergeren de oplossingen wel (zie figuur 3.4). Hier wordt een lagere ongedraineerde sterkte gevonden dan voor de gedraineerde simulatie. De ongedraineerde berekeningen laten na enige instelverschijnselen een stationair beeld zien. De gedraineerde berekeningen geven oscillaties in de gegenereerde sterkte.

De ongedraineerde analyse laat in de sterktereductie-fase zien dat de plasticiteit minder scherp wordt (zie figuur 3.6). De resultaten zijn dan ook meer te vergelijken met de gedraineerde associatieve analyse.

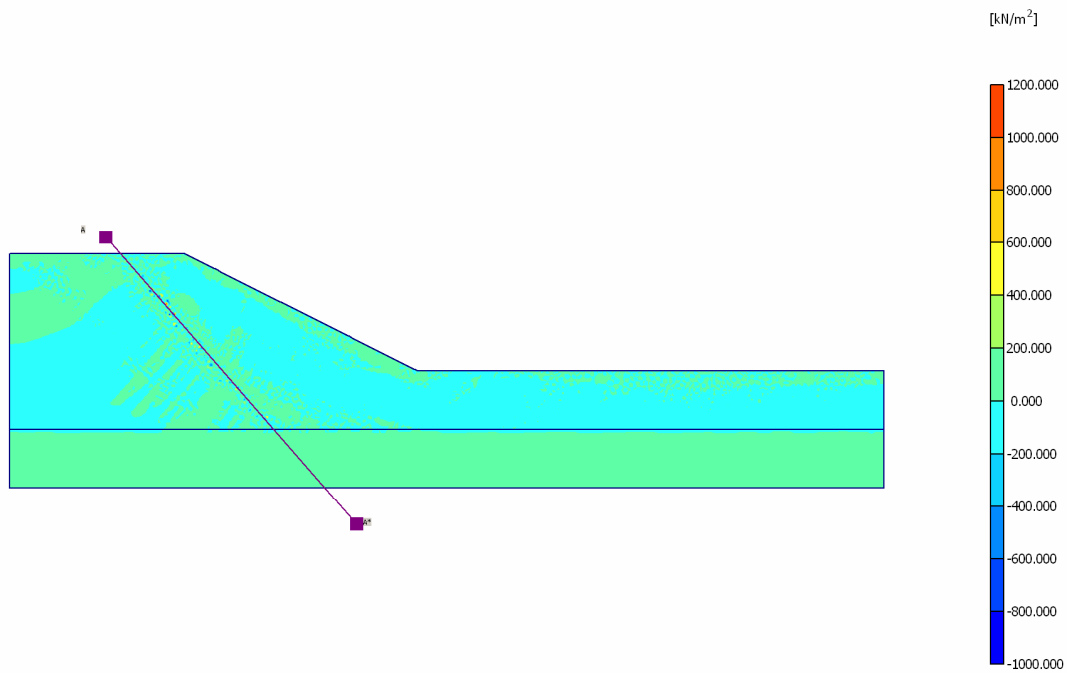


Figuur 4.4 Sterkteontwikkeling bij 3 gewichtsniveaus van 1, 1.5 en 2 voor gedraineerd en ongedraineerd niet-associatief materiaal (som-5 en som-3)

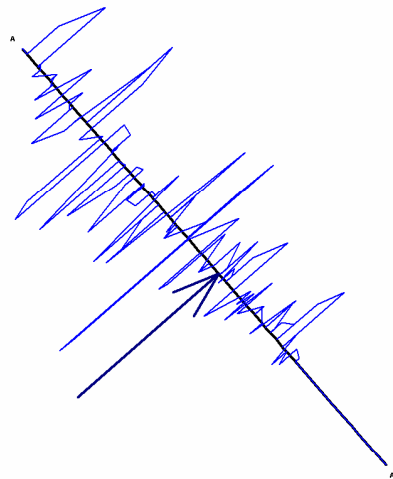
Bij het ongedraineerde belasten ontstaan sterke ruimtelijke variaties in de wateroverspanningen. Dit is te zien in Figuur 3.5. In het globale beeld lijken de wateroverspanningen uniform echter als lokaal gekeken wordt bijvoorbeeld in raai A-A dan geeft dit een beeld van sterk oscillerende wateroverspanningen.

Figuur 3.6 toont dat in de doorsnede plasticiteit aanwezig is in een groot gebied, terwijl het bezwijkmechanisme toch vrij scherp is. In doorsnede A-A zijn de wateroverspanningen sterk wisselend (Figuur 3.5) maar ook de totale normaalspanningen op deze doorsnede (Figuur 3.7) vertonen sterke oscillaties. De effectieve normaalspanningen en de schuifspanningen tonen een minder wild beeld.

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

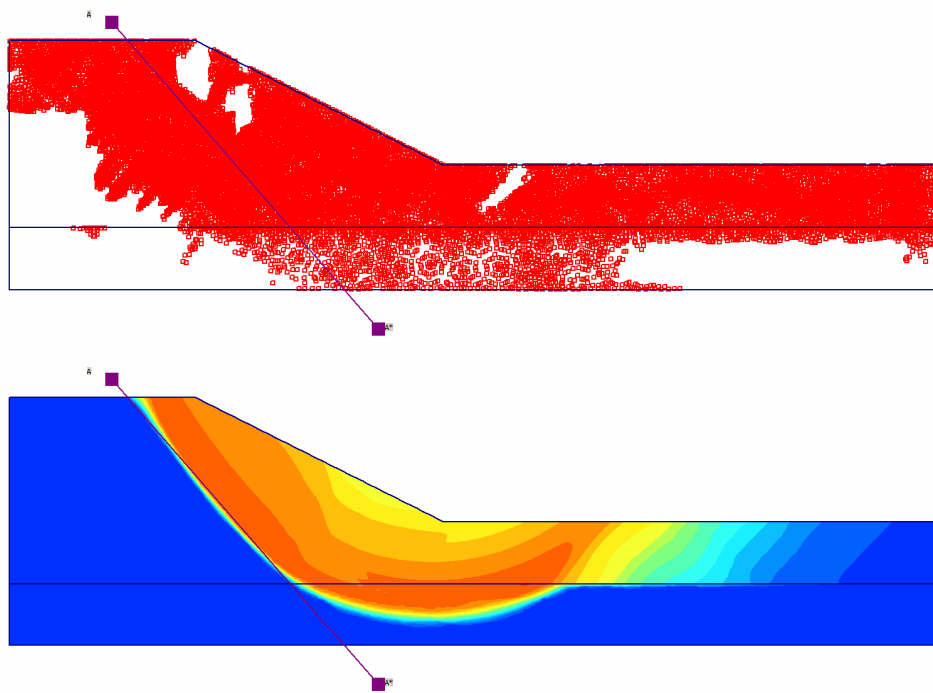


Excess pore pressures
 Extreme excess pore pressure $1.13 \cdot 10^3 \text{ kN/m}^2$
 (pressure = negative)



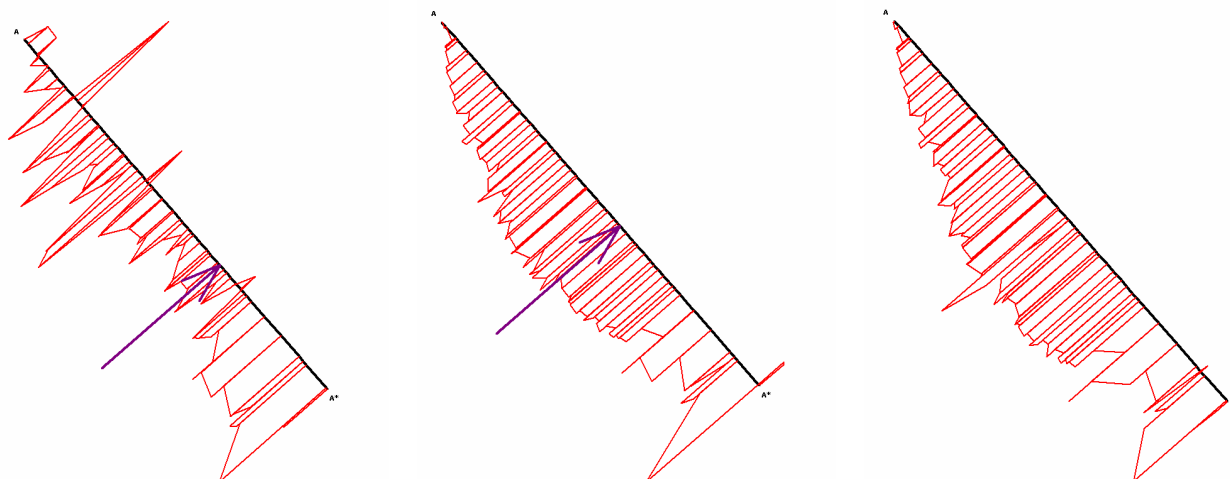
Excess pore pressures
 Extreme Pore Pressure: 1130.000 kN/m²
 Standard Pore Pressure: 200.000 kN/m²

Figuur 4.5 Wateroverspanningen ten gevolge van de sterktereductie (boven) een overzicht en (onder) de wateroverspanningen in raai A-A (gewichtsfactor 1)



Total incremental displacements (dUtot)
 Extreme dUtot 140.39 m

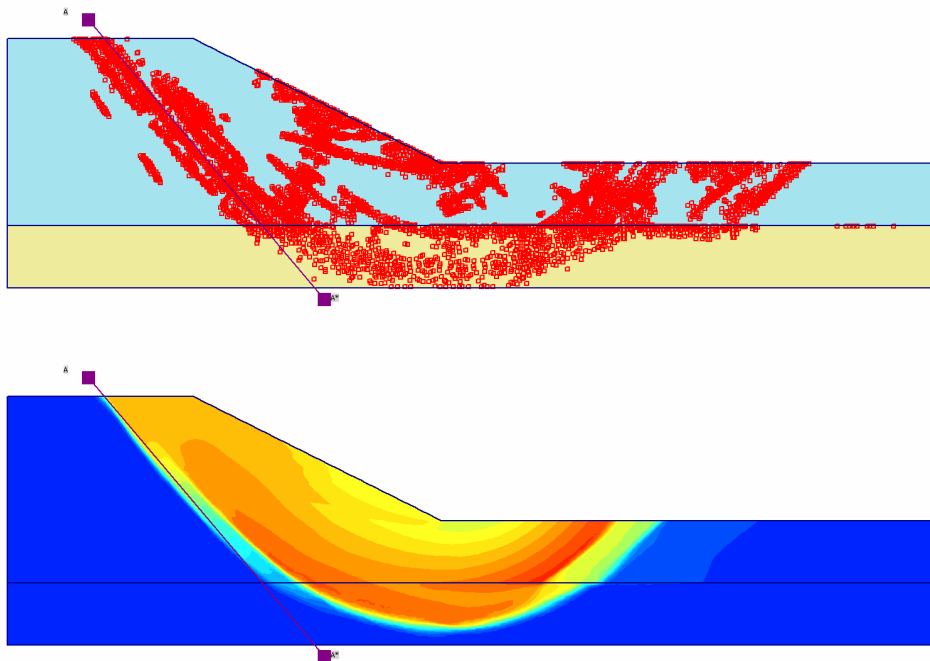
Figuur 4.6 Plasticiteit en bewegingsmechanisme na de sterktereductie (gewichtsfactor 1)



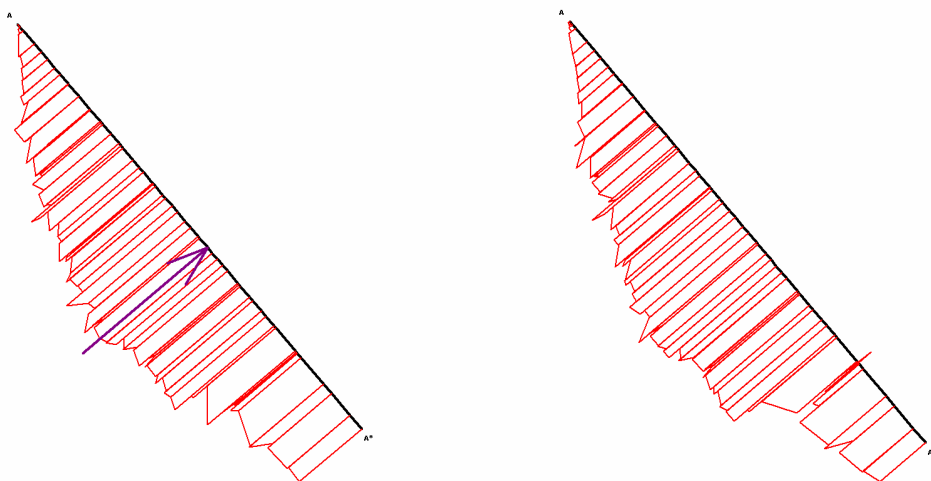
1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

Figuur 4.7 De totaal normaalspanningen, de effectieve normaalspanningen en de schuifspanningen in raai A-A (gewichtsfactor 1).

Bij de gedraineerde analyses wordt doorgaans een scherpe lokalisatie van vervormingen gevonden terwijl de ruimtelijke variatie in de spanningen beperkt is. Dit is goed te zien in de resultaten van de gedraineerde analyse Figuur 3.8 en 3.9.



Figuur 4.8 Plasticiteit en bezwijkmechanisme bij de gedraineerde analyse (gewichtsfactor 1)



Figuur 4.9 Effectieve normaalspanning en schuifspanning in doorsnede A-A van de gedraineerde analyse (gewichtsfactor 1)

De vergelijking tussen de gedraineerde en ongedraineerde analyse geeft aan dat in de gedraineerde analyse de sterkte oscilleert en in de ongedraineerde analyse de waterspanningen ruimtelijk sterk variëren. Dit betekent dat er geen betrouwbaar resultaat volgt, noch voor gedraineerd belasten noch voor ongedraineerd belasten.

Analyse simple shearproef en biaxiaalproef

De voorgaande analyses in de toepassing van de EEM voor de stabiliteit van taluds geven geen eenduidig antwoord hoe de wateroverspanningen in de ongedraineerde analyse ontstaan en of dat deze kritisch zijn voor de berekende veiligheidsfactor. Bovendien is het onduidelijk waardoor bepaald wordt waardoor de gedraineerde sterkte hoger of lager is dan de ongedraineerde sterkte.

Om hier inzicht in te krijgen is naar de simple shearproef en biaxiaalproef gekeken. Deze proeven kunnen numeriek gewichtsloos worden uitgevoerd waardoor een uniforme spanningssituatie ontstaat. Bovendien kunnen er in het vlak van de berekening schuifvlakken ontstaan. In een triaxiaalproef kunnen niet-axiaalsymmetrisch bezwijkmechanismen ontstaan. Deze laten zich uitsluitend analyseren in een 3D omgeving. Deze analyses zijn daardoor ook aanzienlijk gecompliceerder en daarom is hier voor de biaxiaalproef gekozen. Bovendien geldt voor de biaxiaalproef een vlakke vervormingstoestand, juist zoals in de stabiliteitsberekeningen met de EEM of met glijcirkelmethode gemaakt worden.

In de analyse van de wateroverspanningen spelen meerdere factoren een rol. Deze zijn of numeriek of mechanisch van aard. Doel is om inzicht te krijgen in de aard van deze factoren en om daarmee een afschatting te kunnen maken over de ernst van de ruimtelijke oscillaties.

De beschrijving van het ongedraineerde gedrag is numeriek mogelijk op twee verschillende manieren, namelijk expliciet of impliciet:

In de expliciete formulering wordt de wateroverspanning ruimtelijk geïnterpoleerd. De wateroverspanning wordt dan een variabele, net zoals de horizontale en verticale verplaatsing. Een eis is dat de interpolatie orde van de wateroverspanning een orde lager is dan de interpolatie orde van de verplaatsingen. Dit volgt uit de Babuska-Brezzi conditie. Deze optie numerieke beschrijving is niet mogelijk in Plaxis, maar wel in Pluto. Daarom is voor deze laatste optie hier gekozen.

In de impliciete formulering worden de wateroverspanningen niet expliciet geïnterpoleerd. Deze volgen dan uit de volumerekken. Er is dan geen continuïteit nodig van de wateroverspanningen. Dit is de standaardformulering in Plaxis.

Naast de numerieke formulering spelen in de numerieke behandeling het numerieke rekenschema belangrijke rol. Hier is in Plaxis buiten de tolerantie en het aan of uitzetten van de arclengte procedure weinig te kiezen. Om de invloed van een ander rekenschema (zoals een tangentschema) te testen zijn Pluto berekeningen gemaakt, omdat dit programma deze mogelijkheden standaard heeft.

De mechanische factoren die spelen bij ongedraineerd belasten zijn bifurcatiegedrag en lokalisatie. Bifurcatiegedrag treedt op wanneer er onbepaaldheid optreedt, waardoor er meerdere oplossingen mogelijk zijn. Meestal is er bij een bifurcatie een stabiele tak en een

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

instabiele tak. Deze laatste is niet altijd goed te zien. Schuifvlakvorming is een ander belangrijk mechanisch aspect, omdat dit een niet-uniforme vervorming laat zien. Bifurcatiegedrag bij ongedraineerd belasten leidt tot diffuse bezwijkvormen [Iai & Bardet, 2001]. Hierbij ontstaan bewegingsmechanismen geen invloed hebben op de opgelegde randvoorwaarden maar wel tot andere oplossingen. Voor een verdere uitwerking wordt naar de literatuur verwezen [Iai & Bardet, 2001].

5.1 Verschil in gedraineerde en ongedraineerde sterkte

Om de verschillen tussen de gedraineerde en ongedraineerde sterkte duidelijk te maken is een aantal simulaties uitgevoerd om inzicht te krijgen in deze verschillen. Deze simulaties zijn gedaan met simple shear proeven en met biaxiaalproeven.

Simple Shearproeven

Om het gedrag van de grond onder de verschillende omstandigheden te bekijken is numeriek een reeks van Simple shear proeven uitgevoerd. Deze reeks is uitgevoerd om het onderscheid tussen gedraineerde sterkte en ongedraineerde sterkte duidelijk te maken en het de invloed van de beginspanningstoestand op de uiteindelijke sterkte te bekijken.

In tabel 4.1 staan de materiaalparameters waar de vergelijkende sommen mee gemaakt zijn. Doel van de analyses is de invloed van de beginspanningstoestand op gedraineerde en ongedraineerde sterkte te bestuderen. Dit is van belang om het verschil tussen ongedraineerde en ongedraineerde sterkte beter te kunnen beoordelen. Opgemerkt moet worden dat bij de ongedraineerde analyse er geen verschil zit in sterkte. De additionele wateroverspanning bij ongedraineerd belasten wordt niet mee genomen. De berekeningen zijn uitgevoerd met Pluto en de uitgangspunten staan in de bijlage aangegeven met de daarbij horende resultaten.

Parameter	waarde
berekeningstype	Gedraineerd/ ongedraineerd
φ in graden	30
ψ in graden	0
E-modulus [kN/m ²]	24000
dwarscontractiecoëfficiënt ν	0.3

Tabel 5.1 Materiaalparameters voor de vergelijkende berekeningen.

- In analyse g7.j1 wordt een vergelijking gemaakt tussen gedraineerd en ongedraineerd belasten met $K_0=1/3$.
- In analyse g7.j2 wordt een vergelijking gemaakt tussen gedraineerd en ongedraineerd belasten met $K_0=3$.
- In analyse g7.j3 wordt een vergelijking gemaakt tussen ongedraineerd belasten met $K_0=1/3$ en ongedraineerd belasten $K_0=3$.
- In analyse g7.j4 wordt een vergelijking gemaakt tussen gedraineerd belasten met $K_0=1/3$ en gedraineerd belasten met $K_0=3$.
- In analyse g7.j6 wordt een vergelijking gemaakt tussen ongedraineerd belasten met $K_0=1/3$ en ongedraineerd belasten met $K_0=3$, maar met gelijke isotrope spanning bij het begin van ongedraineerd belasten.

- In analyse g7.j7 wordt een vergelijking gemaakt tussen gedraineerd belasten met $K_0=1/3$ en gedraineerd belasten met $K_0=3$, maar met gelijke isotrope spanning bij het begin van ongedraineerd belasten.

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

In deze simple shear simulaties worden de volgende condities gehandhaafd:

- De verticale belasting is constant;
- De horizontale rek is nul $\varepsilon_{hh} = 0$;
- Vlakke vervormingsconditie voldoet;

De spanning voor belasten is $\underline{\sigma}'^0 = (K_0 \sigma'_{vv}{}^0, \sigma'_{vv}{}^0, 0)$ en $\Delta p = 0$.

Gedraineerde belasting condities

De reststerkte is $\sigma_{hv} = -\sigma'_{vv}{}^0 \sin \phi + c \cos \phi$.

De wateroverspanning is: $\Delta p = 0$

Ongedraineerde belasting condities

De reststerkte is: $\sigma_{hv} = -\left(\frac{1+K_0}{2}\right) \sigma'_{vv}{}^0 \sin \phi + c \cos \phi$

De wateroverspanning is: $\Delta p = -\left(\frac{1-K_0}{2}\right) \sigma'_{vv}{}^0$

Drie verschillende gevallen kunnen worden onderscheiden tussen de ongedraineerde en ongedraineerde sterkte

Beginspanning	Vergelijking gedraineerde en ongedraineerde sterkte	Verandering van wateroverspanning
$K_0 < 1$	$ \sigma_{hv} ^{undrained} < \sigma_{hv} ^{drained}$	wateroverspanning compressie
$K_0 = 1$	$ \sigma_{hv} ^{undrained} = \sigma_{hv} ^{drained}$	geen wateroverspanning generatie
$K_0 > 1$	$ \sigma_{hv} ^{undrained} > \sigma_{hv} ^{drained}$	wateroverspanning extensie

Er is een duidelijk verschil in gedrag behalve bij $K_0 = 1$.

	gedraineerde belasting	ongedraineerde belasting
Reststerkte	unieke waarde	meervoudige waarden
Beginspanning	onafhankelijk	afhankelijk

In gedraineerde belasting condities is σ'_{hh} irrelevant, maar voor ongedraineerde belasting condities is het belangrijk, omdat deze waarde de isotrope spanning beïnvloedt.

Opgemerkt moet worden dat in dit geval het niet uit maakt om ϕ en c te gebruiken of de ongedraineerde sterkte, S_u .

Biaxiaalproef

In de biaxiaal test worden de volgende condities gehandhaafd:

- De steunspanning σ_{hh} blijft constant;
- De verticale verplaatsing is gecontroleerd;
- Vlakke vervormingsconditie voldoet;
- Cohesieloos materiaal;

Gedraineerde belasting condities

In een gedraineerde analyse bepaalt alleen σ_{hh} de maximale sterkte en de reststerkte σ_{vv} .

$$\text{Voor compressie} \quad \frac{\sigma_{vv}}{\sigma_{hh}} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$\text{Voor extensie} \quad \frac{\sigma_{vv}}{\sigma_{hh}} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

In een gedraineerde simulatie is de beginwaarde σ'_{vv} irrelevant en daarom ook σ'_m .

Ongedraineerde belasting condities

In een ongedraineerde analyse bepaalt alleen σ'_m de maximale sterkte en de reststerkte σ_{vv} .

$$\text{Voor compressie} \quad \frac{\sigma_{vv} - \sigma_{hh}}{2\sigma'_m} = \sin \phi$$

$$\text{Voor extensie} \quad \frac{\sigma_{hh} - \sigma_{vv}}{2\sigma'_m} = \sin \phi$$

In een ongedraineerde biaxiaal simulatie is de spanningsoriëntatie en τ'_m irrelevant.

Bij ongedraineerd belasten is σ'_m de gemiddelde isotrope spanning bij het begin van het ongedraineerd belasten.

5.2 Biaxiaalproef

Om de diffuse bezwijkmechanismen en de schuifvlakvorming beter te begrijpen zijn er biaxiaalproeven gesimuleerd om hier meer inzicht in te kunnen krijgen.

Bij het bestuderen van deze verschijnselen spelen een aantal aspecten een rol:

- Interpolatie wateroverspanningen;
- Inhomogeniteiten;
- Materiaalbeschrijving.

Het is onmogelijk om binnen het kader van deze studie alle aspecten rond bifurcaties en lokalisaties te kunnen bestuderen. In onderstaande tabel staan de waarden van de materialen die worden gebruikt in de simulaties.

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

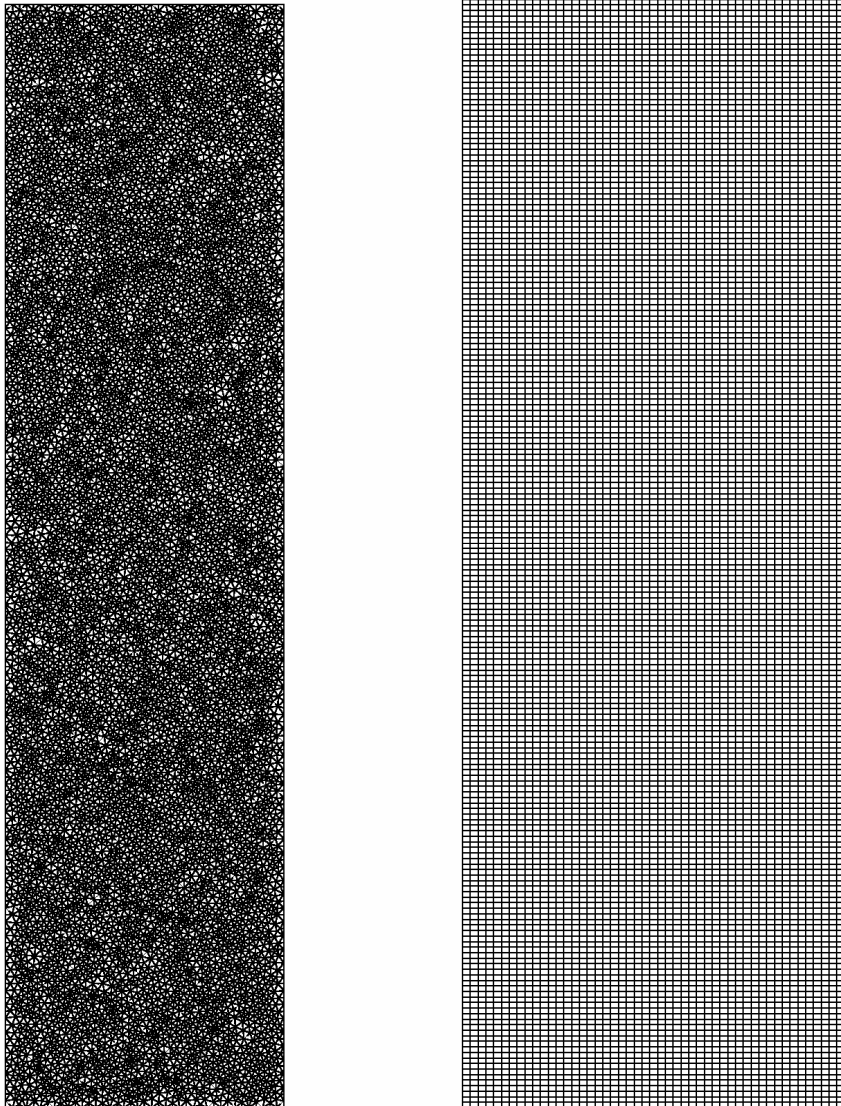
Parameter	C_u materiaal	Wrijvingsmateriaal
berekeningstype	ongedraineerd	ongedraineerd
Wrijvingshoek φ in graden	0	30
Dilatantiehoek ψ in graden	0	0
Cohesie c [kN/m ²]	1	1.1547
E-modulus [kN/m ²]	24000	24000
Dwarscontractie coëfficiënt ν	0.2	0.2
Glijdingsmodulus [kN/m ²]	10000	10000

Tabel 5.2 *Materiaalparameters in de gesimuleerde biaxiaalproef*

In de simulatie van de biaxiaalproef is uitgegaan van Pluto simulaties. Deze simulaties zijn uitgevoerd met een tangent methode. Deze methode is veel gevoeliger dan de “constant stiffness” methode zoals deze in Plaxis is geïmplementeerd. Hier kan een beter inzicht in de bifurcaties en schuifvlakvorming worden verkregen. Bovendien is het mogelijk om Pluto de wateroverspanningen expliciet te interpoleren als impliciet. Deze laatste methode is alleen in Plaxis mogelijk. De tolerantie is in alle gevallen 0.1%.

In figuur 4.1 geeft de gebruikte meshes voor de simulatie van lokalisatie en diffuse bifurcaties. De 9-knoops mesh is 14.121356 m breed terwijl de 6-knoops mesh 10m breed is. De hoogte is in beide gevallen 40 m. De reden om de 9-knoops mesh breder te maken is om de mogelijke diagonaalafhankelijkheid te verkleinen. De 6-knoops “unstructured” mesh bestaat uit 20410 elementen en de 9-knoops mesh bestaat uit 10000 elementen.

De 9-knoops mesh kent ook een variant waarbij op het midden van de linkerzijde een ander materiaal gedefinieerd wordt, een “weak spot”. De cohesie in dat materiaal heeft daar een waarde van 0.99 van het homogene materiaal. Deze “weak spot” is geïntroduceerd is om lokalisatie te triggeren. Dit is alleen nodig het materiaal niet vanzelf een schuifvlak laat zien. De simulaties zijn uitgevoerd met een materiaal zonder steunspanning. De bovenrand en onderrand zijn glad. Aan de onderzijde is er een punt vastgehouden voor zijwaartse bewegingen.



Figuur 5.1 Gebruikte driehoeksmesh (6-knoops) en rechthoeksmesh (9-knoops)

De uitgevoerde berekeningen staan aangegeven in tabel 4.3. De resultaten van de berekeningen zijn weergegeven in bijlage B.

		triangle		square	
		Deformation	Consolidation	Deformation	Consolidation
cohesive	homogeneous	tr-def-c	tr-con-c	sq-def-c	sq-con-c
	weak spot	-	-	sq-def-c-weak	sq-def-c-weak
friction	homogeneous	tr-def-fi	tr-con-fi	sq-def-fi	sq-con-fi
	weak spot	-	-	sq-def-fi-weak	sq-def-fi-weak

Tabel 5.3 Berekeningen uitgevoerd voor de simulatie van de biaxiaalproef.

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

In tabel 4.4 staan de resulterende bezwijkvormen aangegeven die resulteren.

		triangle		square	
		Deformation	Consolidation	Deformation	Consolidation
cohesive	homogeneous	diffuse	diffuse	homogeneous	homogeneous
	weak spot	-	-	localisation	localisation
friction	homogeneous	diffuse	localisation	homogeneous	localisation
	weak spot	-	-	localisation	localisation

Tabel 5.4 *Bezwijkvormen voor de verschillende simulaties van de biaxiaalproef.*

Analyse c_u -materiaal

Voor de analyse met een c_u -materiaal wordt geen terugloop in de sterkte gevonden. Dit is onafhankelijk van de mesh en van de interpolatie van de waterdrukken. Ook is de sterkte onafhankelijk van de bezwijkmodus: homogeen, diffuus of door lokalisatie.

De mesh bestaande uit 6-knoopsdriehoeken lijkt gevoeliger te zijn als de 9-knoopsrechthoeken. De 6-knoops elementen geven een diffuus bezwijkmechanisme. De orde van het mechanisme is lager voor de som met expliciete interpolatie van de waterdrukken, de ongedraineerde consolidatie analyse. De homogene mesh bij de 9-knoops elementen geeft ook een homogeen bezwijkmechanisme. Bij scherpere tolerantie worden mogelijk andere resultaten gevonden.

Om schuifvlakken te simuleren voor dit materiaal is er een verstoring in de mesh nodig. Mogelijk zou een scherpere tolerantie ook voldoende kunnen zijn.

Bij de 6-knoops elementen zijn de verschillen in de wateroverspanning groter bij de deformatie berekening in vergelijking tot de consolidatie berekening. Ook zijn de ruimtelijke variaties daar groter.

De resultaten van de twee berekeningen met een "weak spot" leveren gelijke resultaten. In beide gevallen vindt lokalisatie plaats langs dezelfde schuifvlakken met gelijke dikte en gelijke sterkte. De beschrijving van de waterdrukken heeft geen effect op de resultaten.

In de figuren van de wateroverspanningen zijn voor de expliciete interpolatie de verschillen tussen de maximum en minimum wateroverspanning vaak veel groter in het element. Dit wordt gladgestreken op het moment dat de wateroverspanningen in de knopen worden bepaald. Dit is ook in Plaxis te zien.

Analyse wrijvingsmateriaal

Bij een wrijvingsmateriaal met een cohesie die identieke resultaten zou moeten geven als in het geval van een materiaal met een ongedraineerde sterkte, is de sterkte toch hoger doordat de toename van de isotrope spanning in het materiaal een bijdrage levert aan de ongedraineerde sterkte.

Het gedrag in de simulatie is voor wrijvingsmaterialen toch anders als voor c_u materialen.

De simulaties met expliciete interpolatie van de wateroverspanningen laten allen lokalisatie zien in een schuifvlak. Bovendien geven deze simulaties ook een afname van de sterkte aan. Deze simulaties zijn aanzienlijk lastiger, ook al is het verschil tussen de maximale sterkte en de residuele sterkte beperkt.

In geval van een “weak spot” leveren beide analyse schuifvlakken op, maar alleen in het geval van de consolidatie berekening vindt er ook een afname van de sterkte plaats. Bij de deformatieberekening blijft de sterkte daarentegen constant.

Bij de homogene deformatieberekeningen wordt geen lokalisatie gevonden. In het geval van 6-knoopselementen wordt een diffuse bezwijkmechanisme gevonden en bij 9-knoops elementen worden homogene verplaatsingen gevonden.

De verschillen in wateroverspanningen in een simulatie nemen toe van homogeen, diffuus naar lokalisatie naar “weak spot”.

De simulaties van een ongedraineerde berekening in een deformatie benadering geven geen afname van de sterkte te zien.

Het 6-knoops element laat een dunner schuifvlak zien als het 9-knoops element. Mogelijk speelt het gegeven, dat voor de 9-knoops elementen een “structured mesh” is gebruikt, een rol. De oriëntatie van de elementen ten opzichte van het schuifvlak speelt hierbij een rol. Het is ook mogelijk dat dikte gedurende berekening nog wijzigt. Er is hier niet doorgerekend naar een stationaire eindwaarde voor de sterkte.

De keuze voor ruimtelijke interpolatie van de waterdrukken heeft een duidelijk effect op de gevonden resultaten. De deformatieberekeningen met impliciete interpolatie van de waterdrukken geven een overschatting van de sterkte en zullen eerder tenderen naar meer homogene deformaties.

De rekenprocedure heeft naar verwachting ook invloed op het voorspellen van schuifvlakken. De “constant stiffness” methode zoals deze in Plaxis zit onderschat de lokalisatie van het materiaal. Dit speelt met name voor de simulatie van de biaxiaalproef omdat hier homogene condities gelden. In praktijk bij dijken zijn uitsluitend inhomogene spanningscondities en heeft de rekenmethode waarschijnlijk veel minder invloed.

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

6 Literatuur

- [Davis, E.H., 1968]
Theory of plasticity and failure of soil masses
In Soil Mechanics: selected topics (ed. I.K. Lee) pp 341-380. London: Butterworth.
- [den Haan E.J., 2006].
Ongedraineerde stabiliteitsanalyse
Geotechniek, pp 58-63.
- [lai, S. & Bardet J.P., 2001]
Plane strain instability of saturated elasto-plastic soils
Géotechnique, Vol 51, No. 5, pp 389-398.
- [Ladd C.C., 1991]
Stability evaluation during staged construction
Jnl Geot. Eng. ASCE, 1991-4, 540-615.
- [Ohta H. et al., 1985]
Undrained stability of K_0 -consolidated clays
Proc. 11th ICSMFE, San Francisco, 1985-1, pp 613-616.
- [Schofield A. & Wroth P., 1968]
Critical State Soil Mechanics
London: McGraw Hill
- [Sokolovski, V. V., 1960]
Statics of soil media
London: Butterworth.
- [Teunissen J.A.M. & Spierenburg S.E.J., 1995]
Stability of infinite slopes
Géotechnique, Vol 45, No. 2, pp 321-323.
- [Teunissen J.A.M., 2007]
On double shearing in frictional materials
Int. J. Numer. Analyt. Meth. Geomech., Vol 31, No. 1, pp 23–51.
- [Teunissen J.A.M., 2008]
Shear band analysis in the biaxial test
International Journal of Geomechanics, Vol. 8, No. 5, pp 311–321.
- [Verruijt A., 1999]
Grondmechanica
Delft University Press, Delft, 1999

[SBW-stap, 2009]

SBW Analyse macrostabiliteit bij dijken met EEM - Activiteit 04.a Opstellen stappenplan,
Deltares, kenmerk 1001463-013-GEO-0002 v1 concept, Delft, 3 juli 2009;

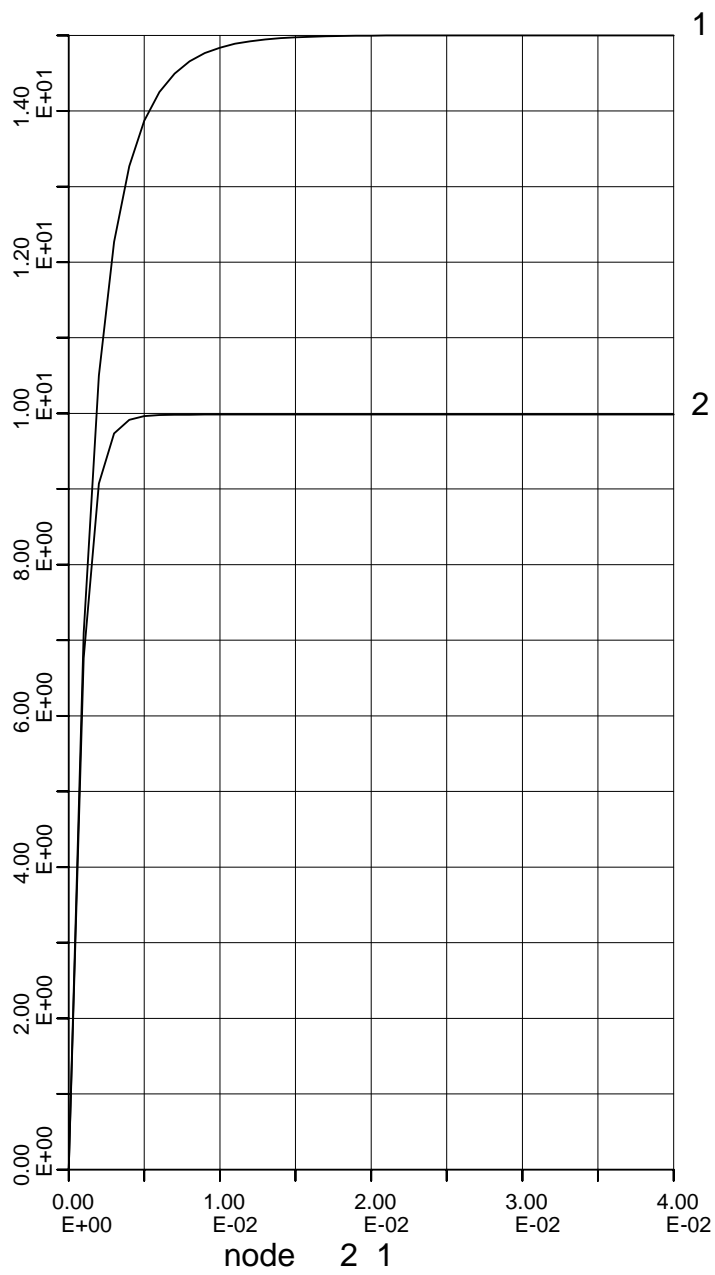
1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

A Vergelijke berekening voor de simple shearproef

Analyse g7.1

Analyse g7.1	Proef 1	Proef 2
Belasting [kN/m ²]	30	30
Beginspanning [kN/m ²]	10	10
K ₀	1/3	1/3
berekeningstype	gedraineerd	ongedraineerd
φ in graden	30	30
ψ in graden	0	0
E-modulus [kN/m ²]	24000	24000
Dwarscontractie coëfficiëntv	0.3	0.3
Kw	0	10 ⁹

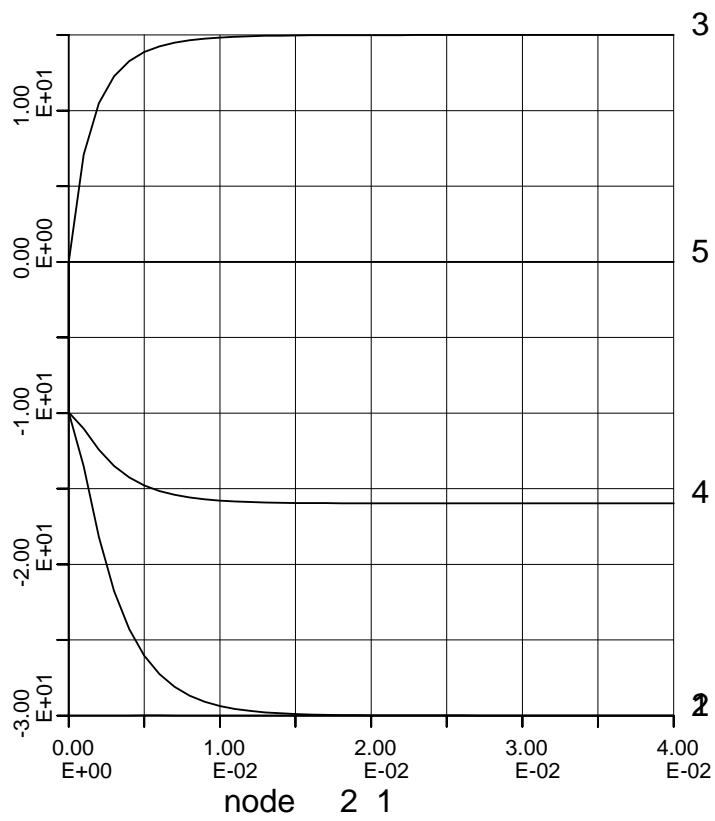
Figuurnummer	Afbeelding
1	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
2	Spanningstoestand element 1 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
3	Spanningstoestand element 2 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
4	Vergelijking van σ'_{xx} voor materiaal 1 en 2
5	Vergelijking van σ'_{yy} voor materiaal 1 en 2
6	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
7	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{zz} voor materiaal 1 en 2
8	Vergelijking van wateroverspanning voor materiaal 1 en 2



N 2 3;N 4 3;

Simple Shear test
drained vs undrained; low K0

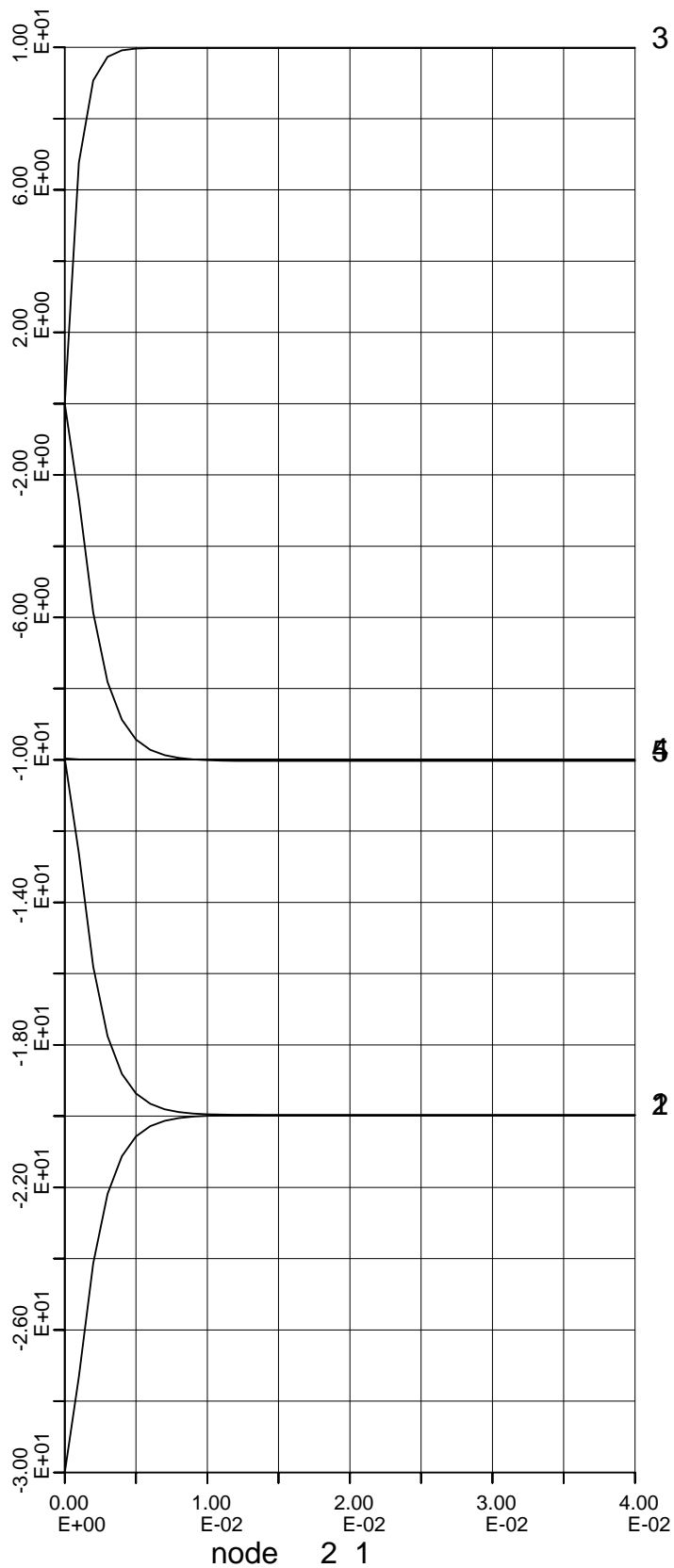
HISTORY PLOT



E 1 1;E 1 2;E 1 3;E 1 4;E 1 6;

Simple Shear test
drained vs undrained; low K0

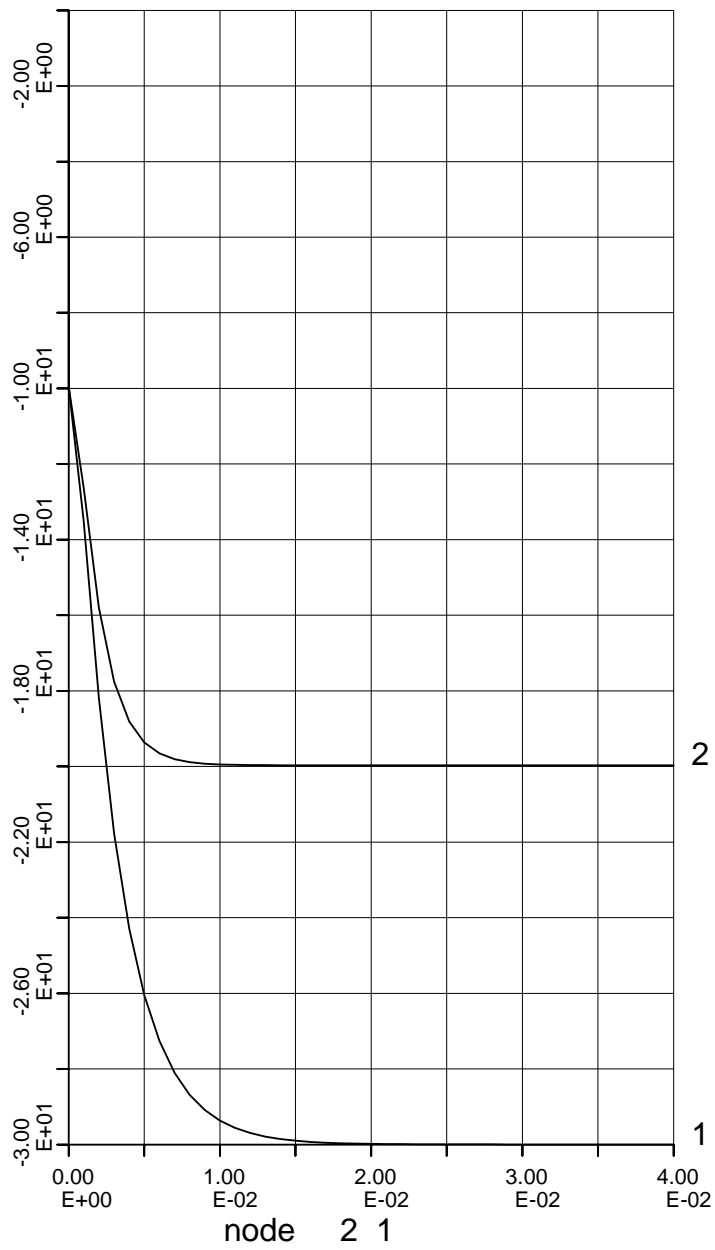
HISTORY PLOT



E 2 1;E 2 2;E 2 3;E 2 4;E 2 6;

Simple Shear test
drained vs undrained; low K0

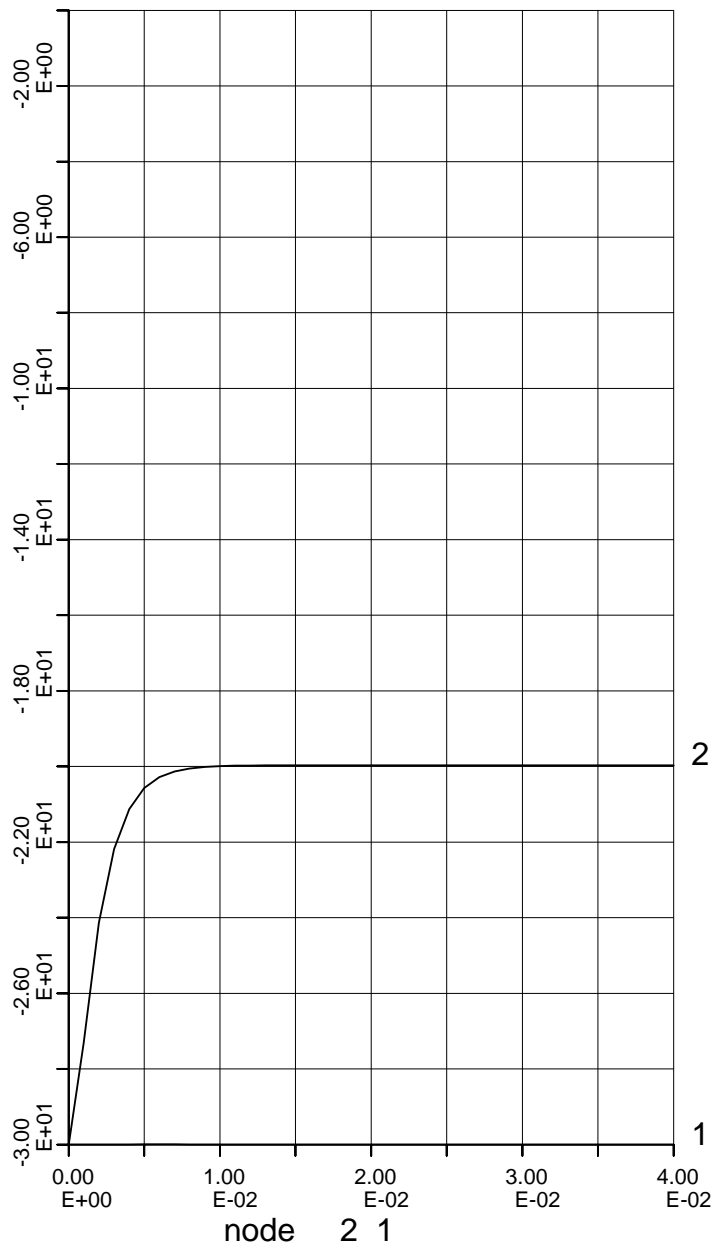
HISTORY PLOT



E 1 1;E 2 1;

Simple Shear test
drained vs undrained; low K0

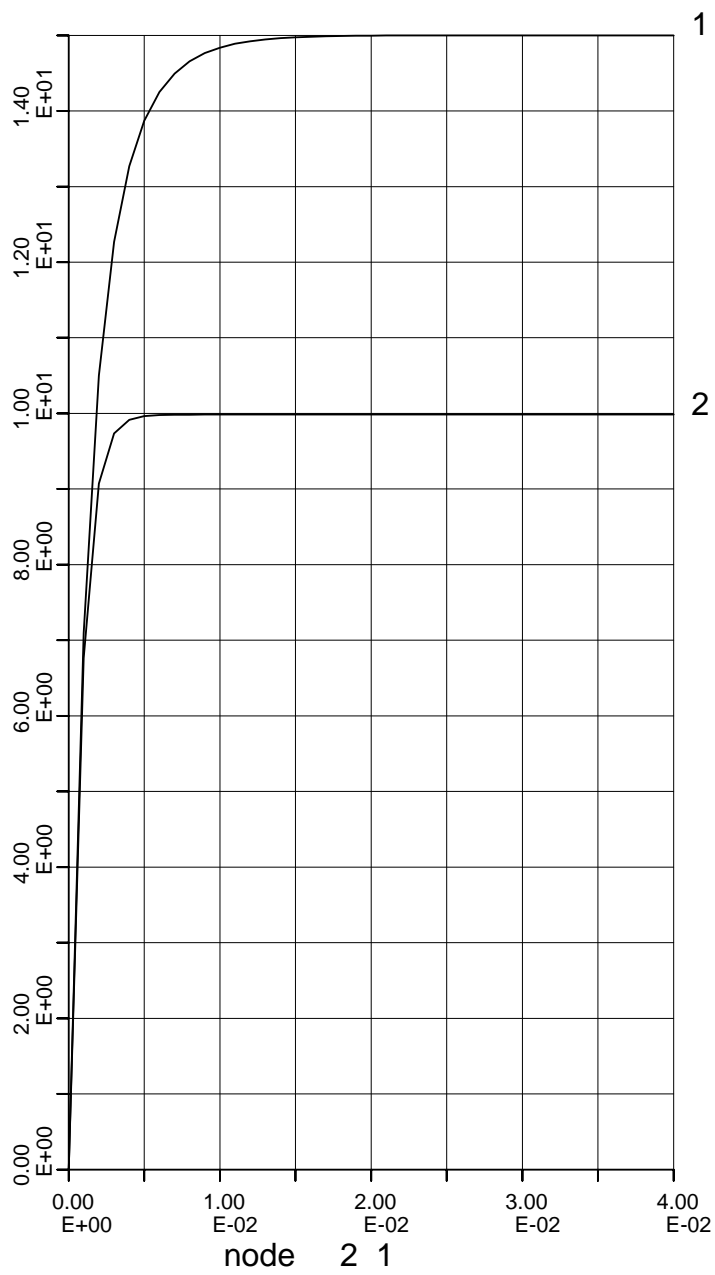
HISTORY PLOT



E 1 2;E 2 2;

Simple Shear test
drained vs undrained; low K0

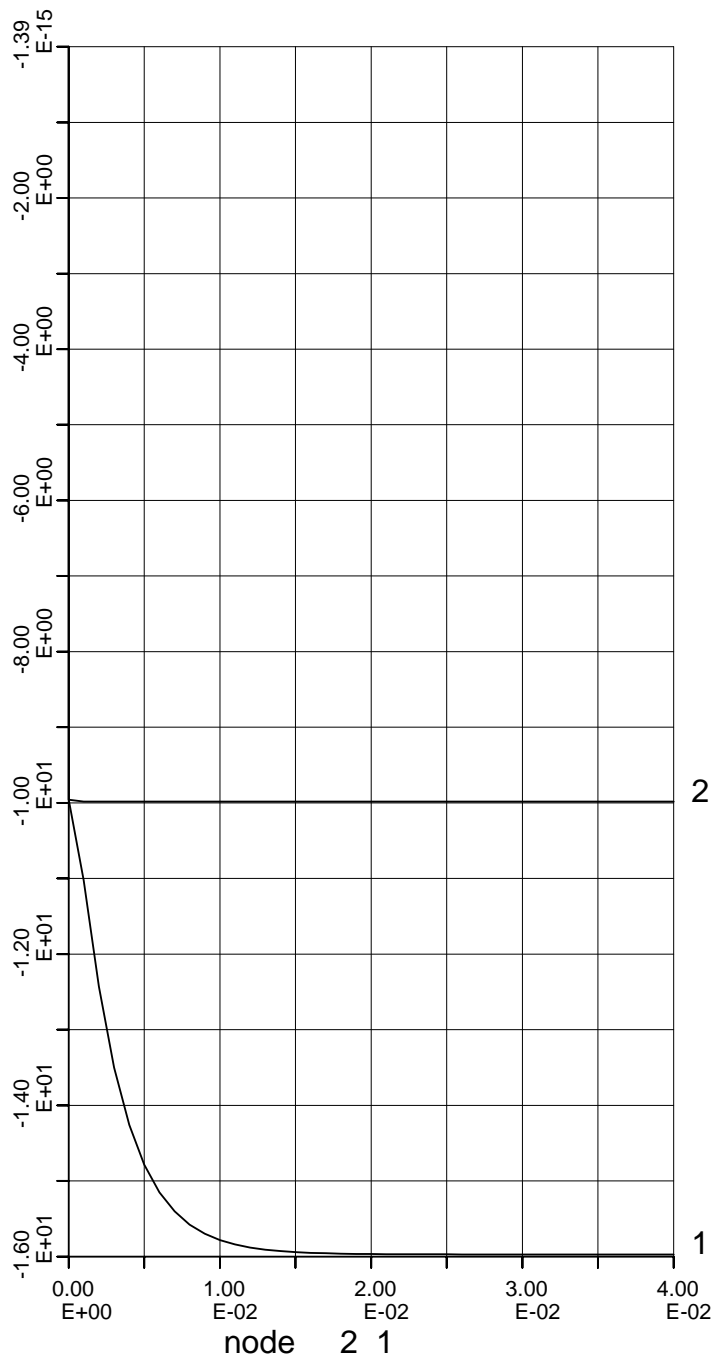
HISTORY PLOT



E 1 3;E 2 3;

Simple Shear test
drained vs undrained; low K0

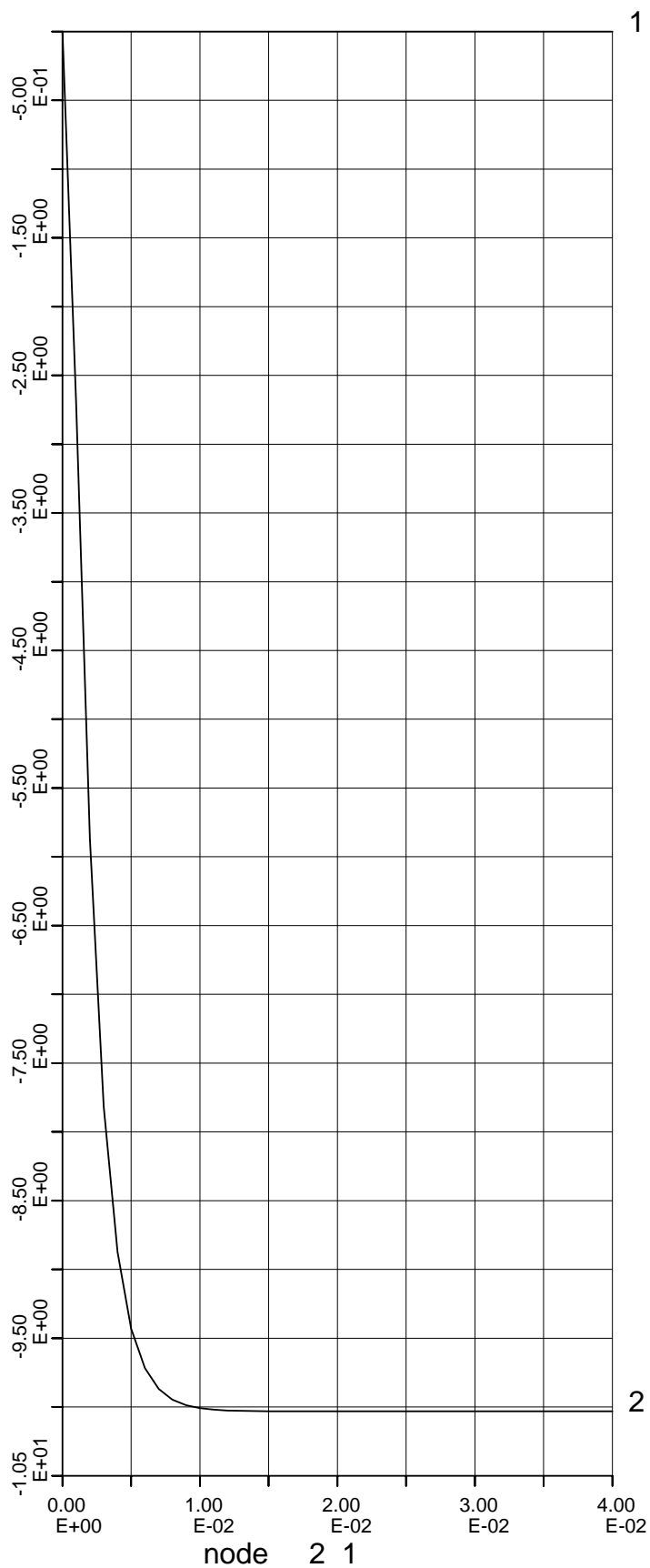
HISTORY PLOT



E 1 4;E 2 4;

Simple Shear test
drained vs undrained; low K0

HISTORY PLOT



E 1 6;E 2 6;

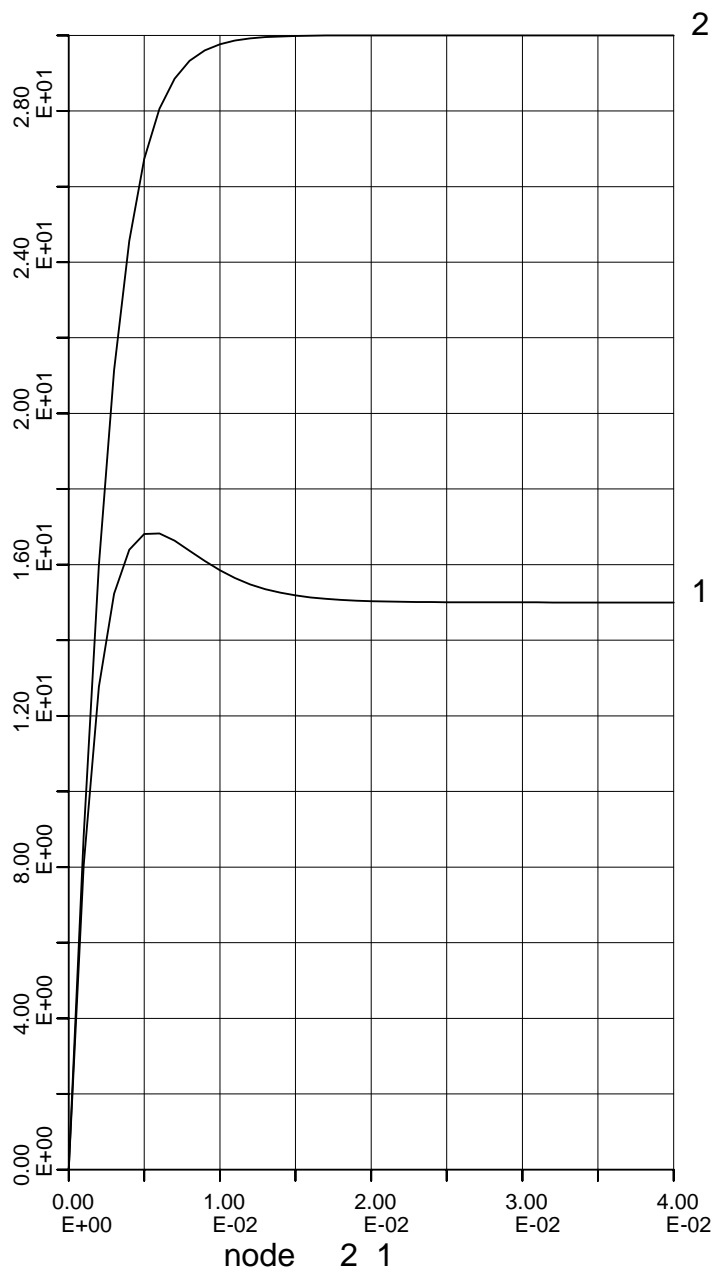
Simple Shear test
drained vs undrained; low K0

HISTORY PLOT

Analyse g7.2

Analyse g7.j2	Proef 1	Proef 2
Belasting [kN/m ²]	30	30
Beginspanning [kN/m ²]	10	10
K ₀	3	3
berekeningstype	gedraineerd	ongedraineerd
φ in graden	30	30
ψ in graden	0	0
E-modulus [kN/m ²]	24000	24000
Dwarscontractie coëfficiëntv	0.3	0.3
Kw	0	10 ⁹

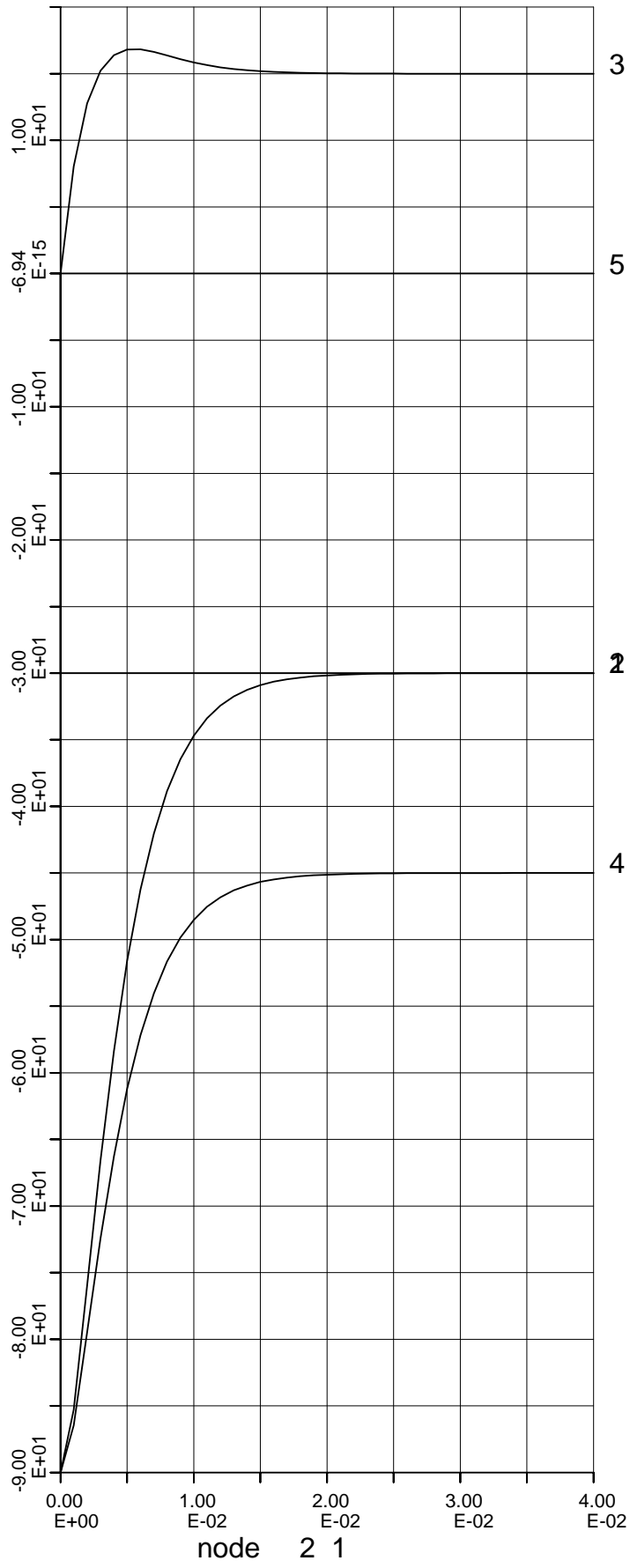
Figuurnummer	Afbeelding
1	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
2	Spanningstoestand element 1 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
3	Spanningstoestand element 2 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
4	Vergelijking van σ'_{xx} voor materiaal 1 en 2
5	Vergelijking van σ'_{yy} voor materiaal 1 en 2
6	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
7	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{zz} voor materiaal 1 en 2
8	Vergelijking van wateroverspanning voor materiaal 1 en 2



N 2 3;N 4 3;

Simple Shear test
drained vs undrained; high K0

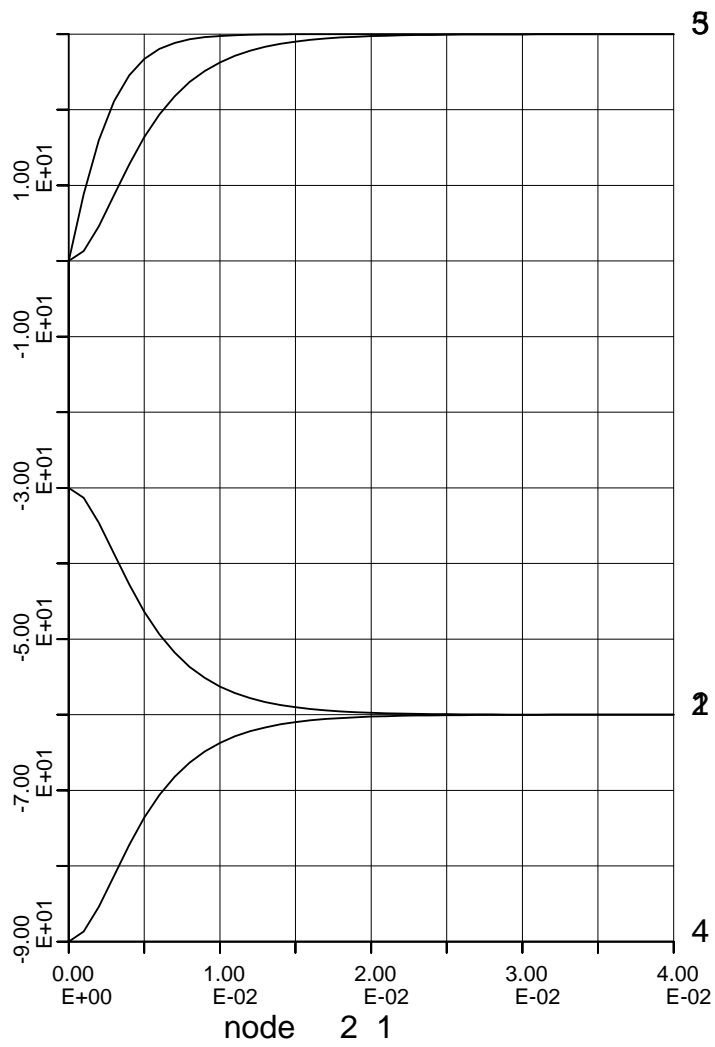
HISTORY PLOT



E 1 1;E 1 2;E 1 3;E 1 4;E 1 6;

Simple Shear test
drained vs undrained; high K0

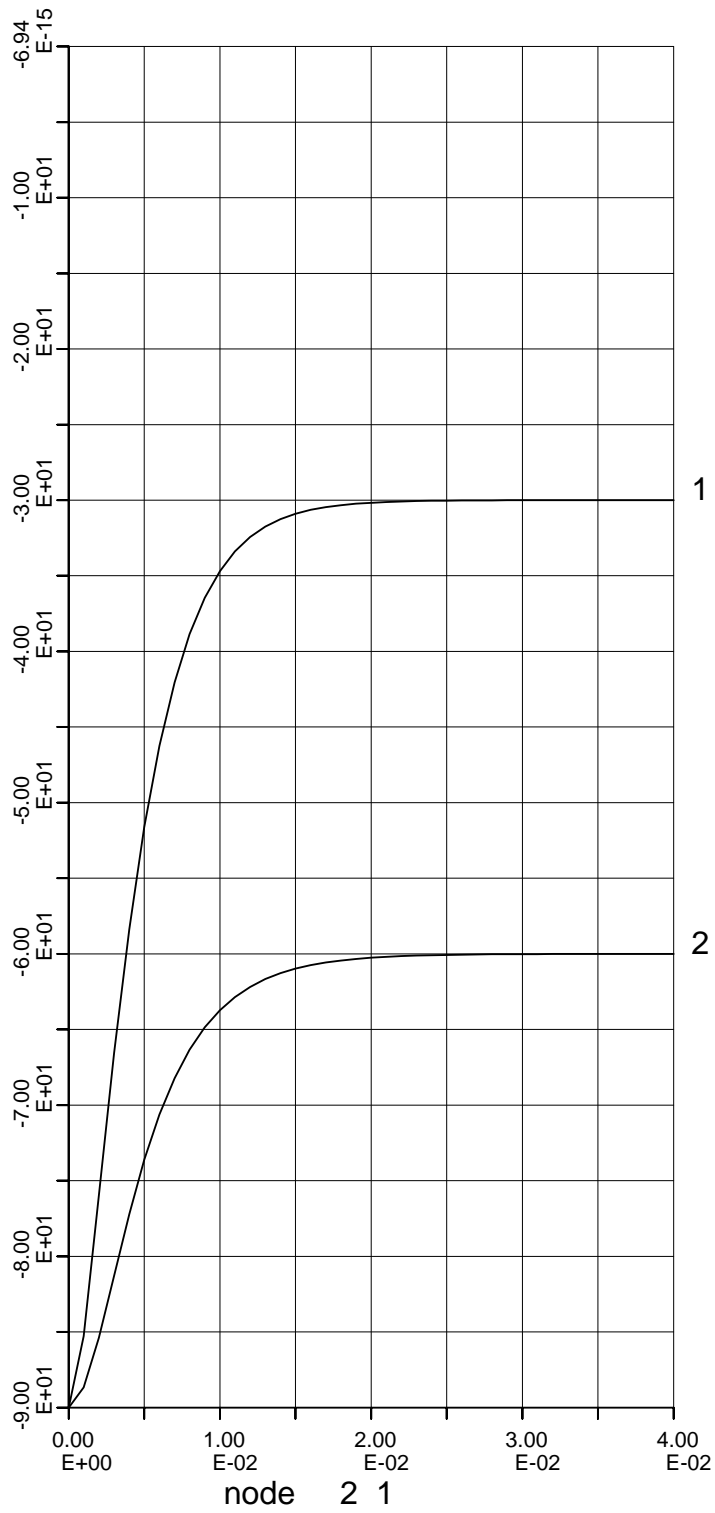
HISTORY PLOT



E 2 1;E 2 2;E 2 3;E 2 4;E 2 6;

Simple Shear test
drained vs undrained; high K0

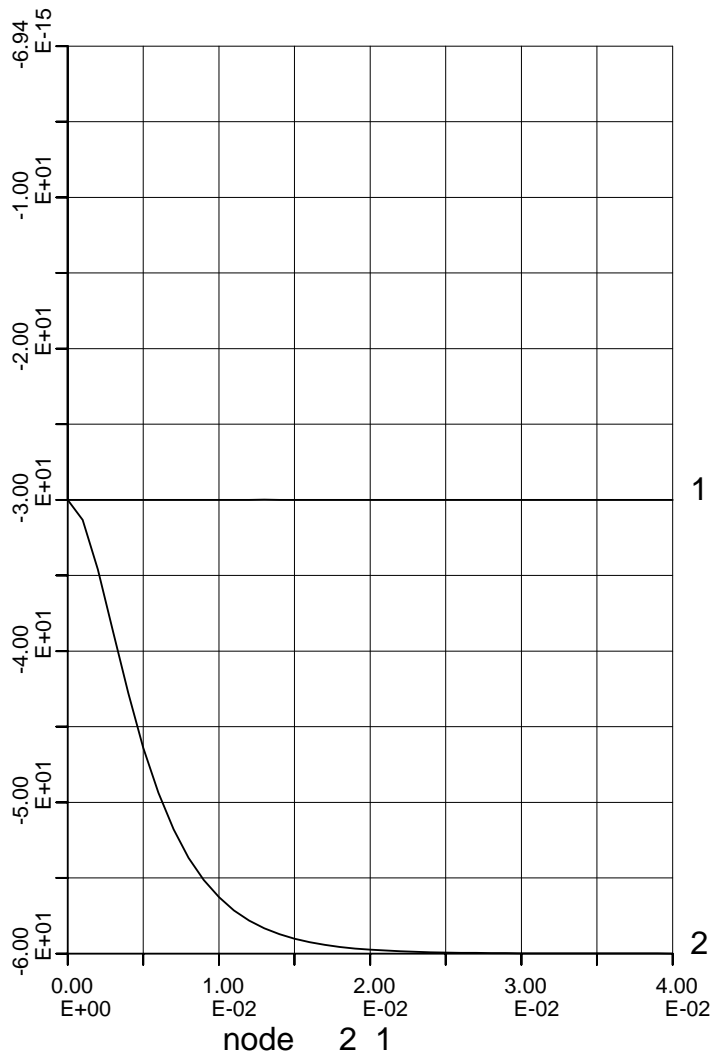
HISTORY PLOT



E 1 1;E 2 1;

Simple Shear test
drained vs undrained; high K0

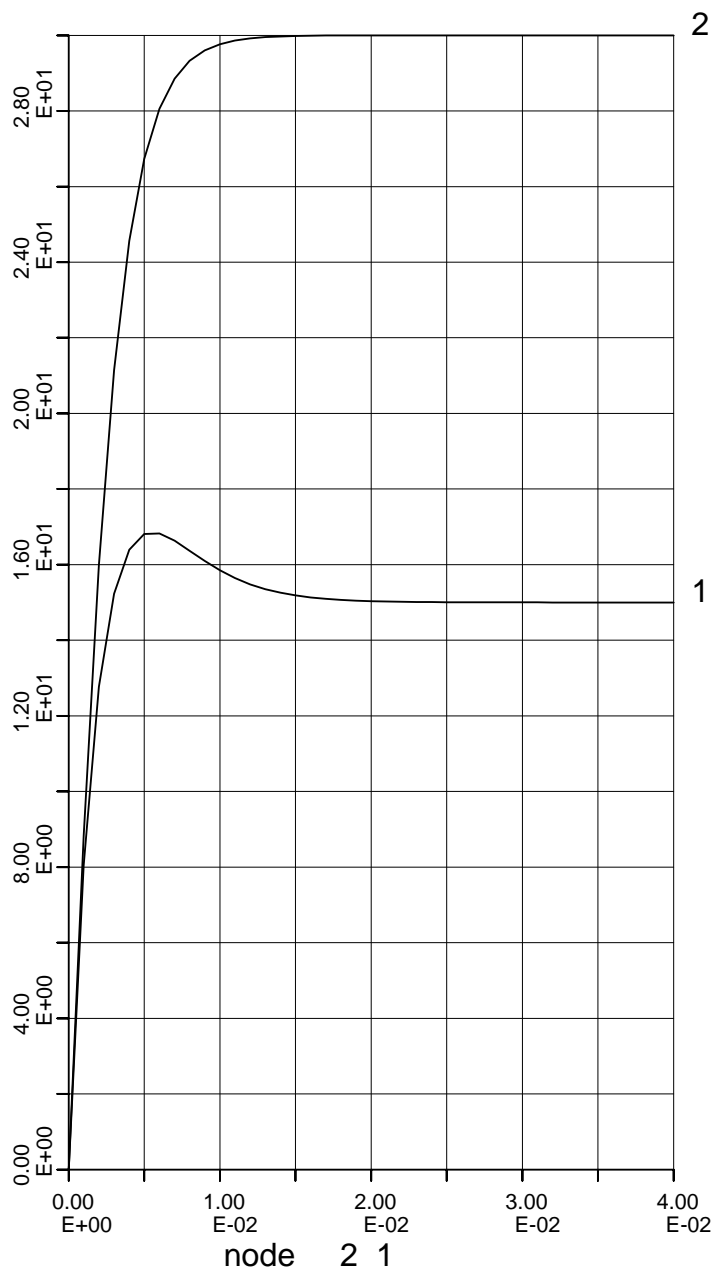
HISTORY PLOT



E 1 2;E 2 2;

Simple Shear test
drained vs undrained; high K0

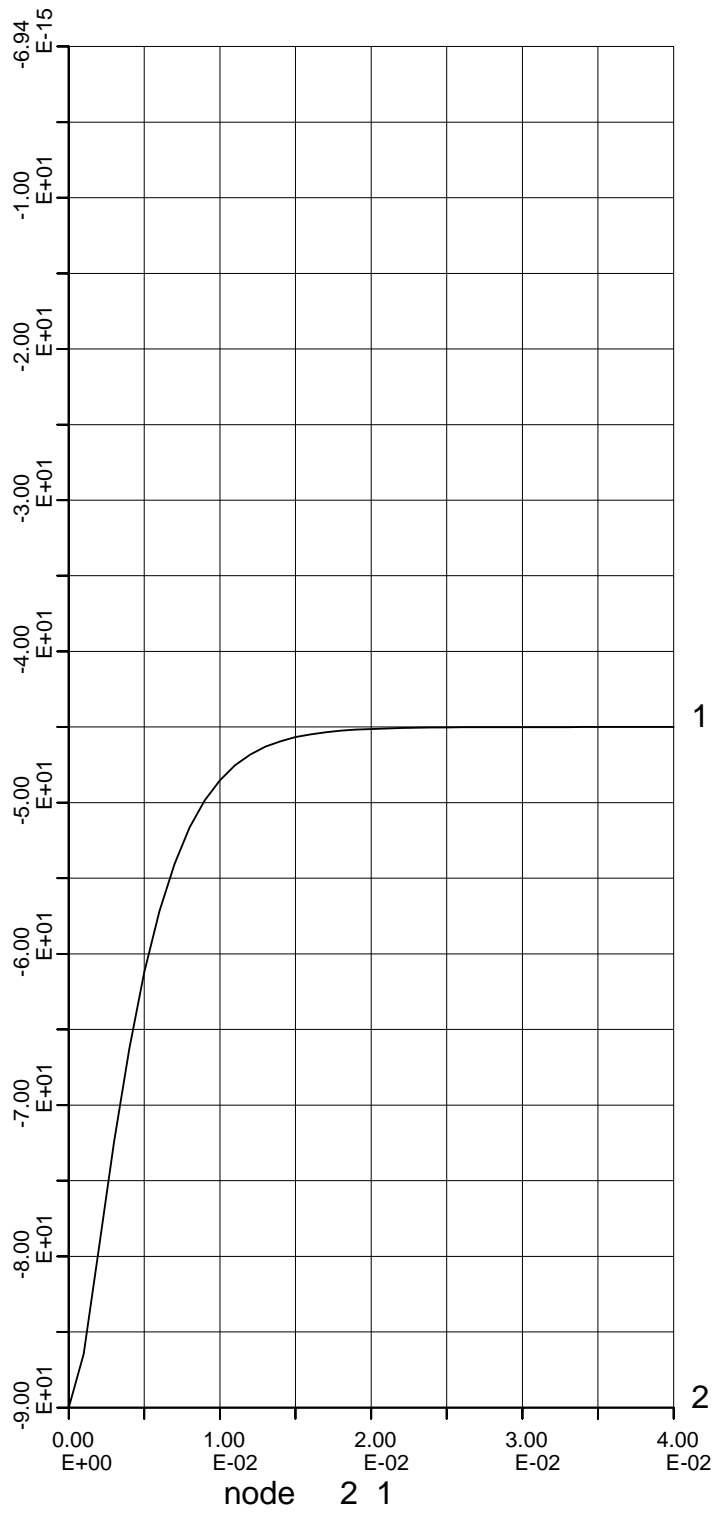
HISTORY PLOT



E 1 3;E 2 3;

Simple Shear test
drained vs undrained; high K0

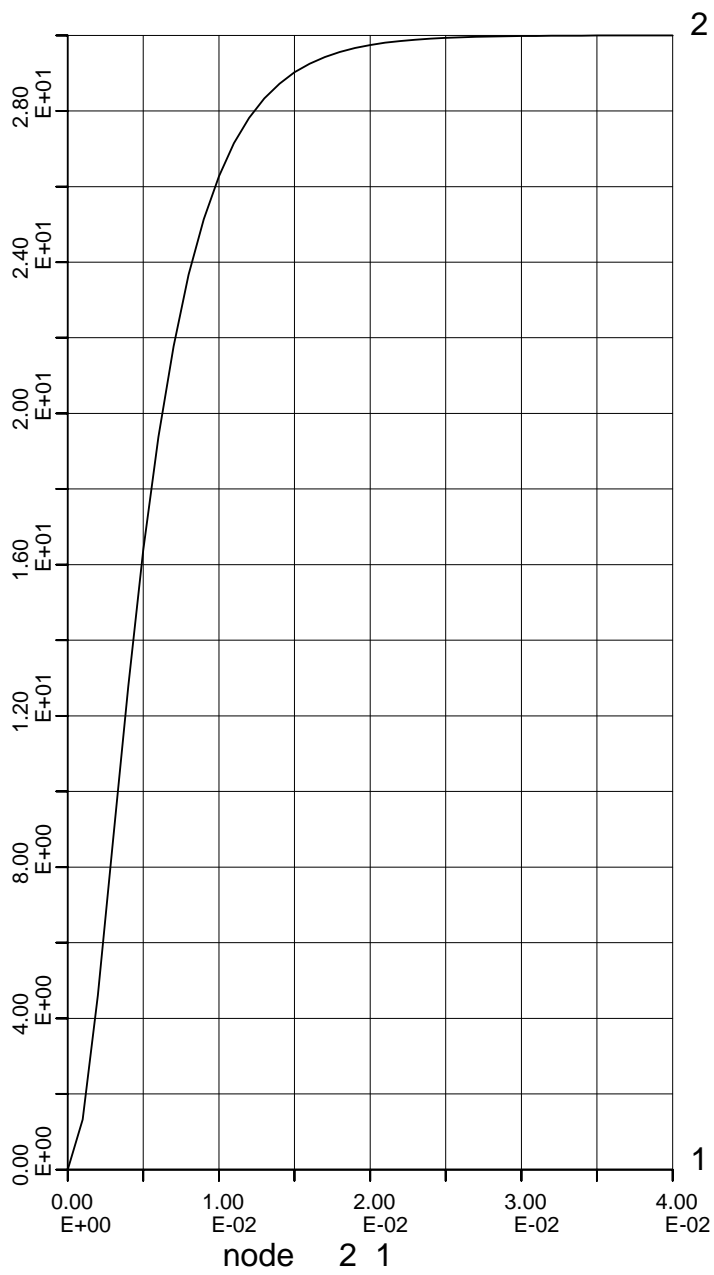
HISTORY PLOT



E 1 4;E 2 4;

Simple Shear test
drained vs undrained; high K0

HISTORY PLOT



E 1 6;E 2 6;

Simple Shear test
drained vs undrained; high K0

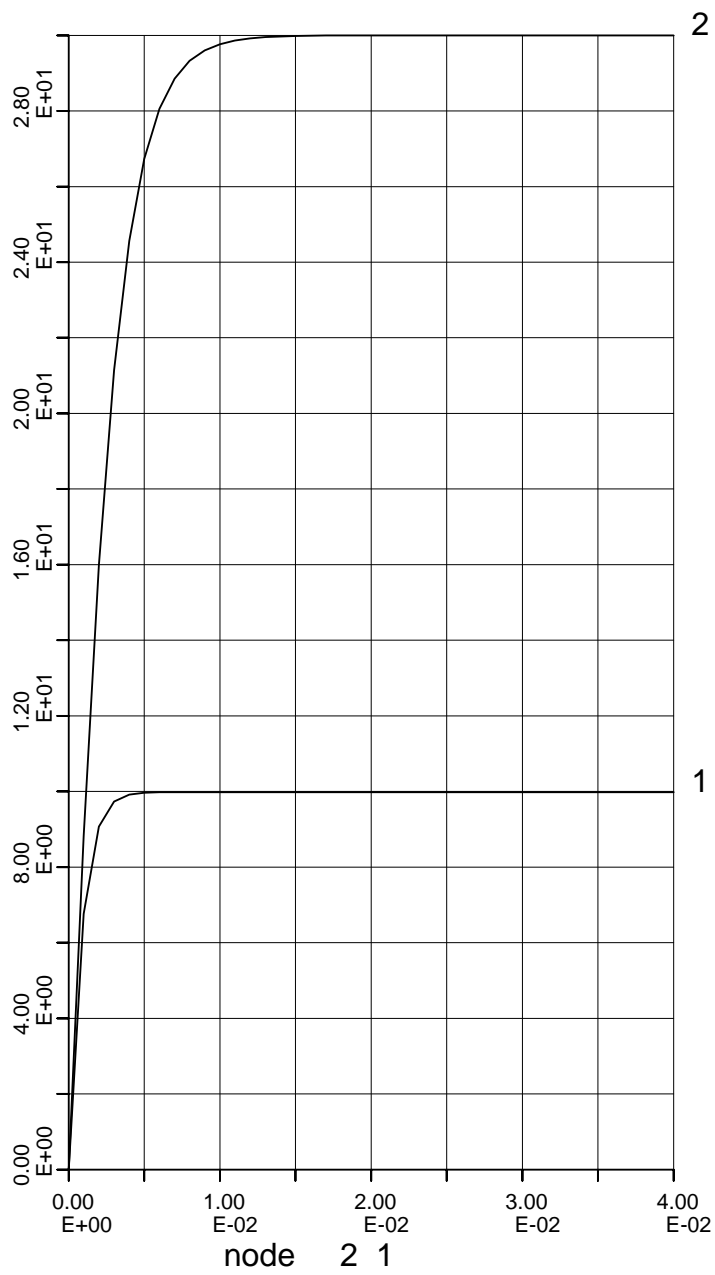
HISTORY PLOT

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

Analyse g7.3

Analyse g7.j3	Proef 1	Proef 2
Belasting [kN/m ²]	30	30
Beginspanning [kN/m ²]	10	10
K ₀	1/3	3
berekeningstype	ongedraineerd	ongedraineerd
φ in graden	30	30
ψ in graden	0	0
E-modulus [kN/m ²]	24000	24000
Dwarscontractie coëfficiëntv	0.3	0.3
Kw	10 ⁹	10 ⁹

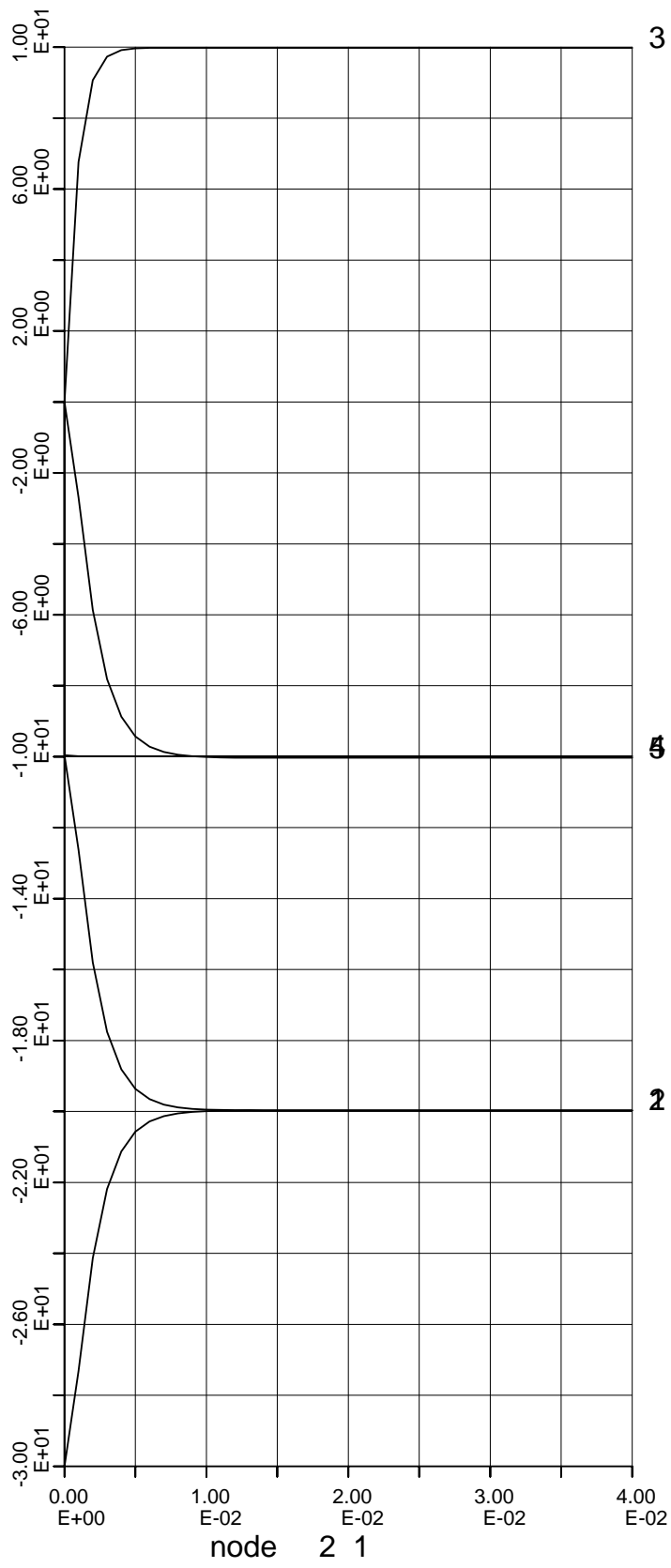
Figuurnummer	Afbeelding
1	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
2	Spanningstoestand element 1 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
3	Spanningstoestand element 2 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
4	Vergelijking van σ'_{xx} voor materiaal 1 en 2
5	Vergelijking van σ'_{yy} voor materiaal 1 en 2
6	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
7	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{zz} voor materiaal 1 en 2
8	Vergelijking van wateroverspanning voor materiaal 1 en 2



N 2 3;N 4 3;

Simple Shear test
undrained; low and high K0

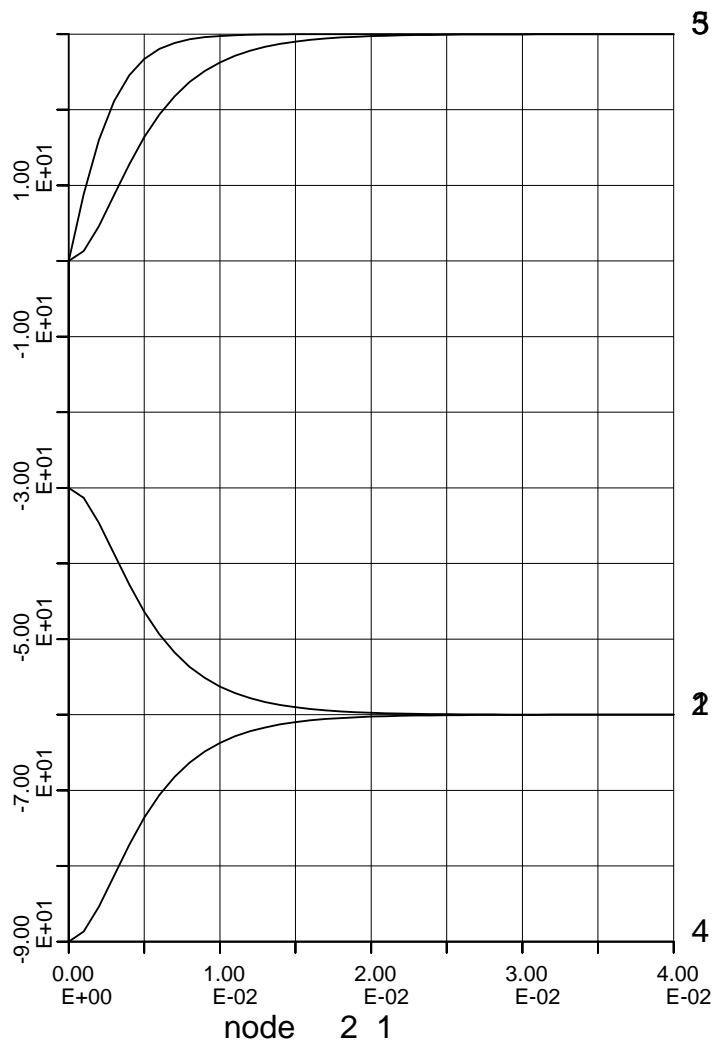
HISTORY PLOT



E 1 1;E 1 2;E 1 3;E 1 4;E 1 6;

Simple Shear test
undrained; low and high K0

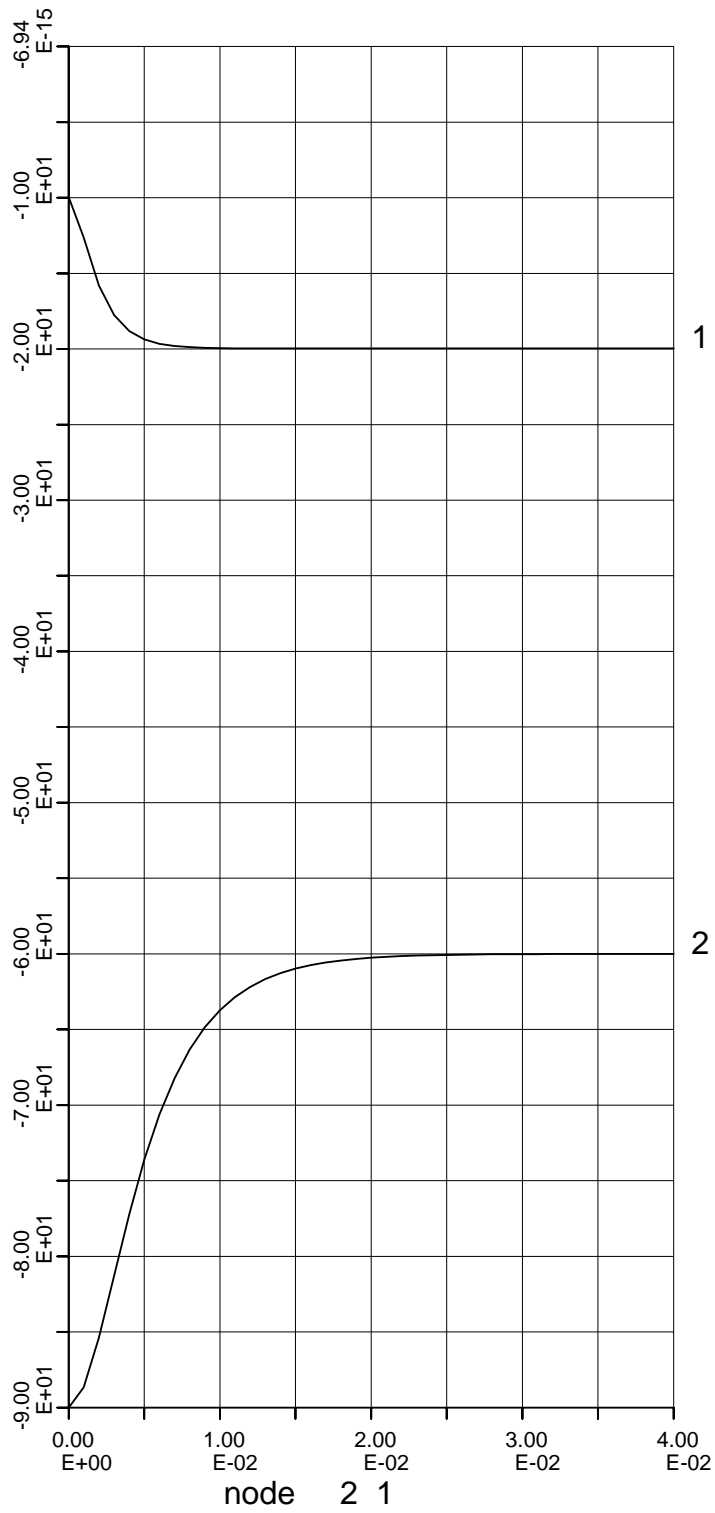
HISTORY PLOT



E 2 1;E 2 2;E 2 3;E 2 4;E 2 6;

Simple Shear test
undrained; low and high K0

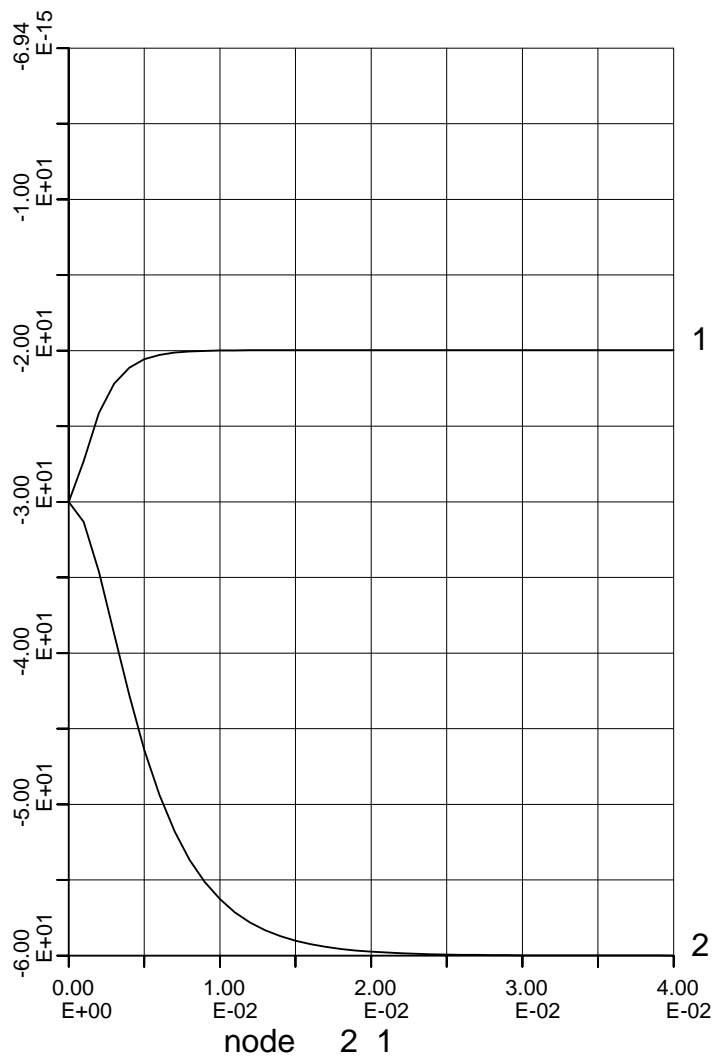
HISTORY PLOT



E 1 1;E 2 1;

Simple Shear test
undrained; low and high K0

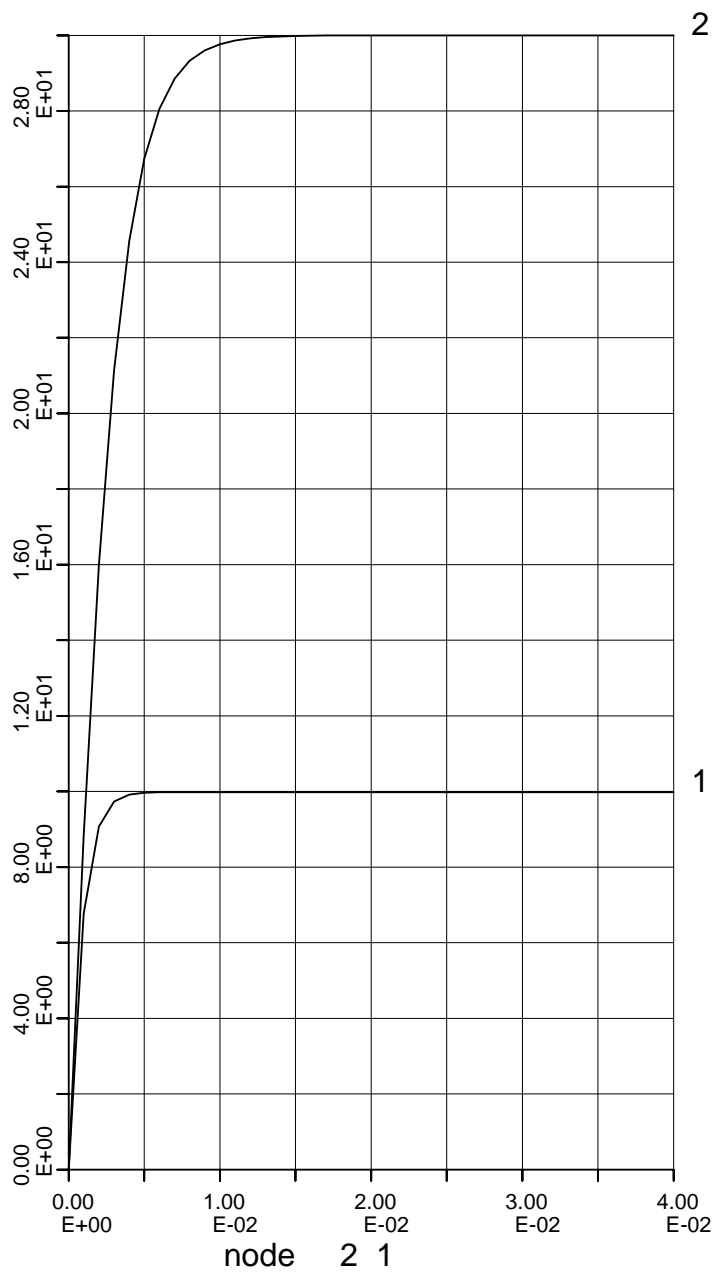
HISTORY PLOT



E 1 2;E 2 2;

Simple Shear test
undrained; low and high K0

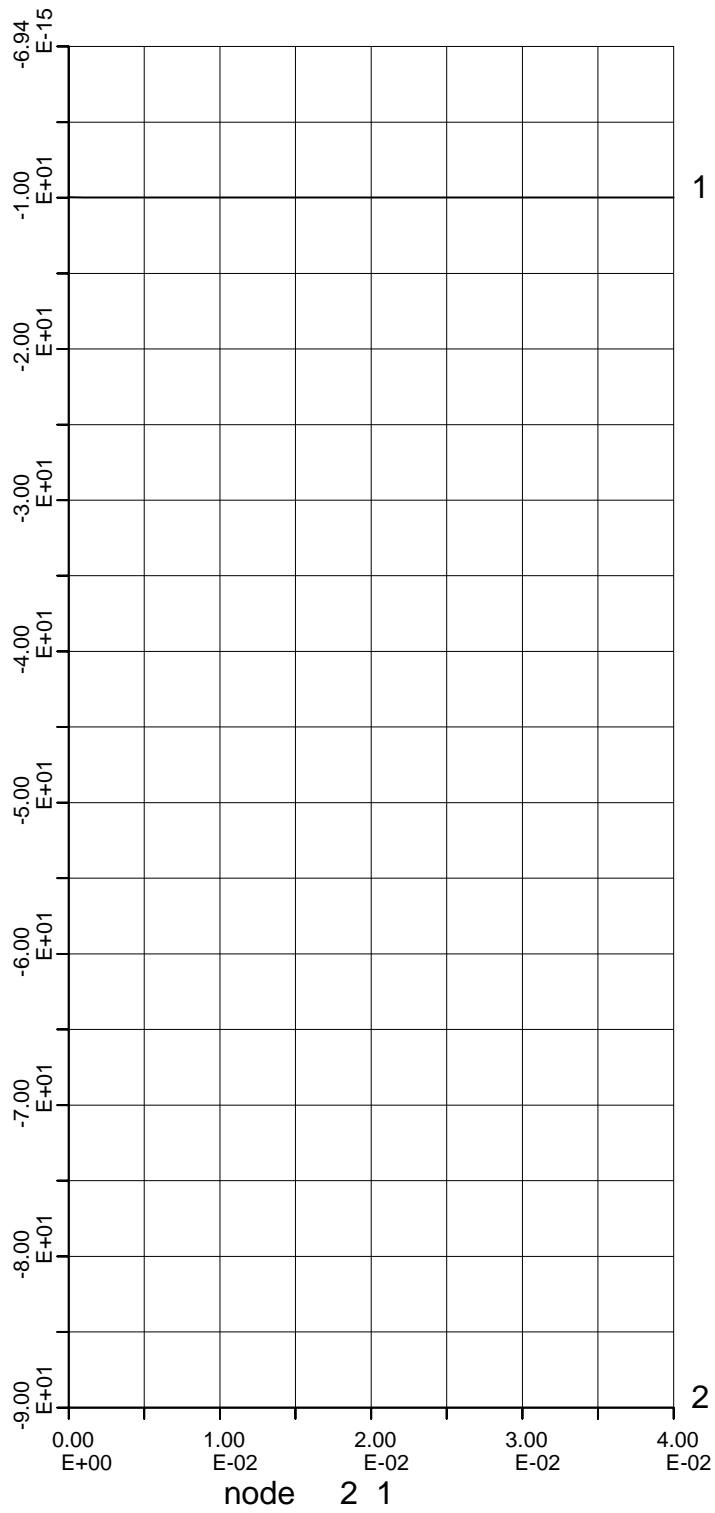
HISTORY PLOT



E 1 3;E 2 3;

Simple Shear test
undrained; low and high K0

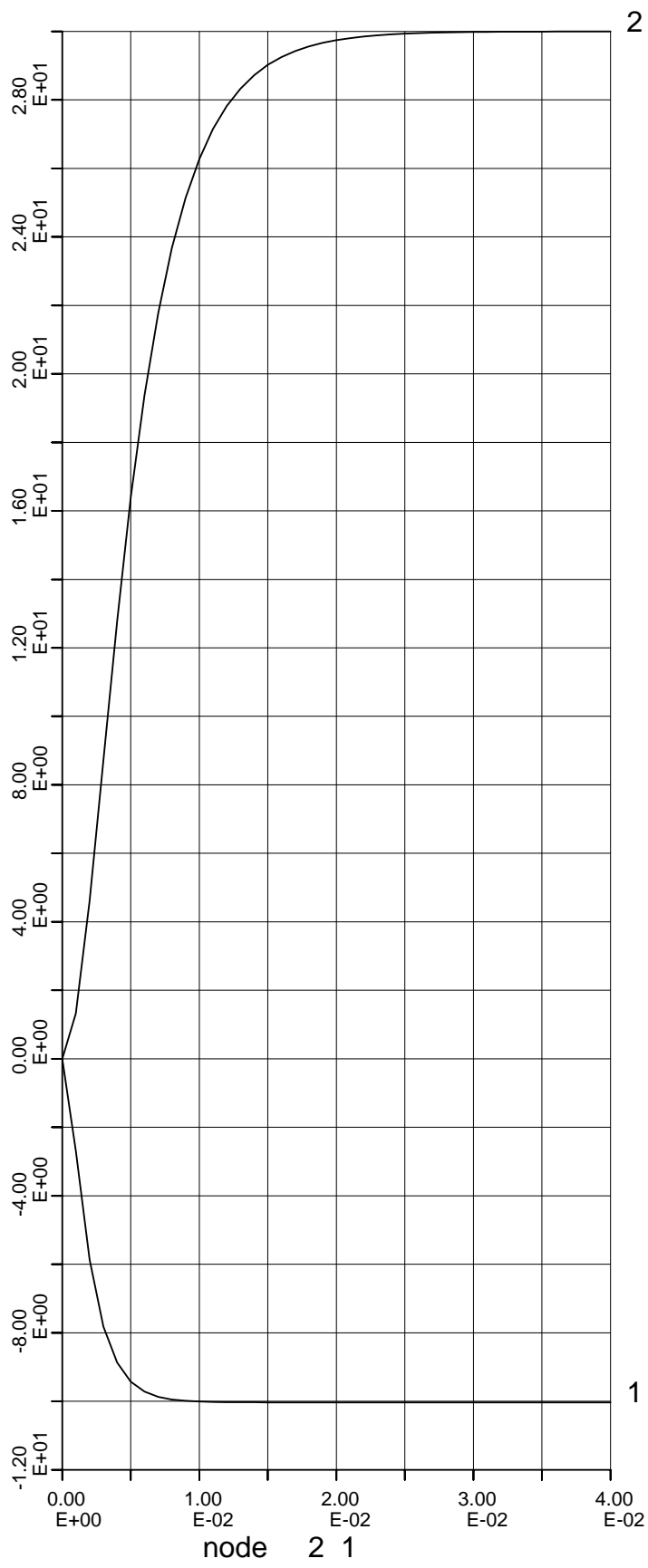
HISTORY PLOT



E 1 4;E 2 4;

Simple Shear test
undrained; low and high K0

HISTORY PLOT



E 1 6;E 2 6;

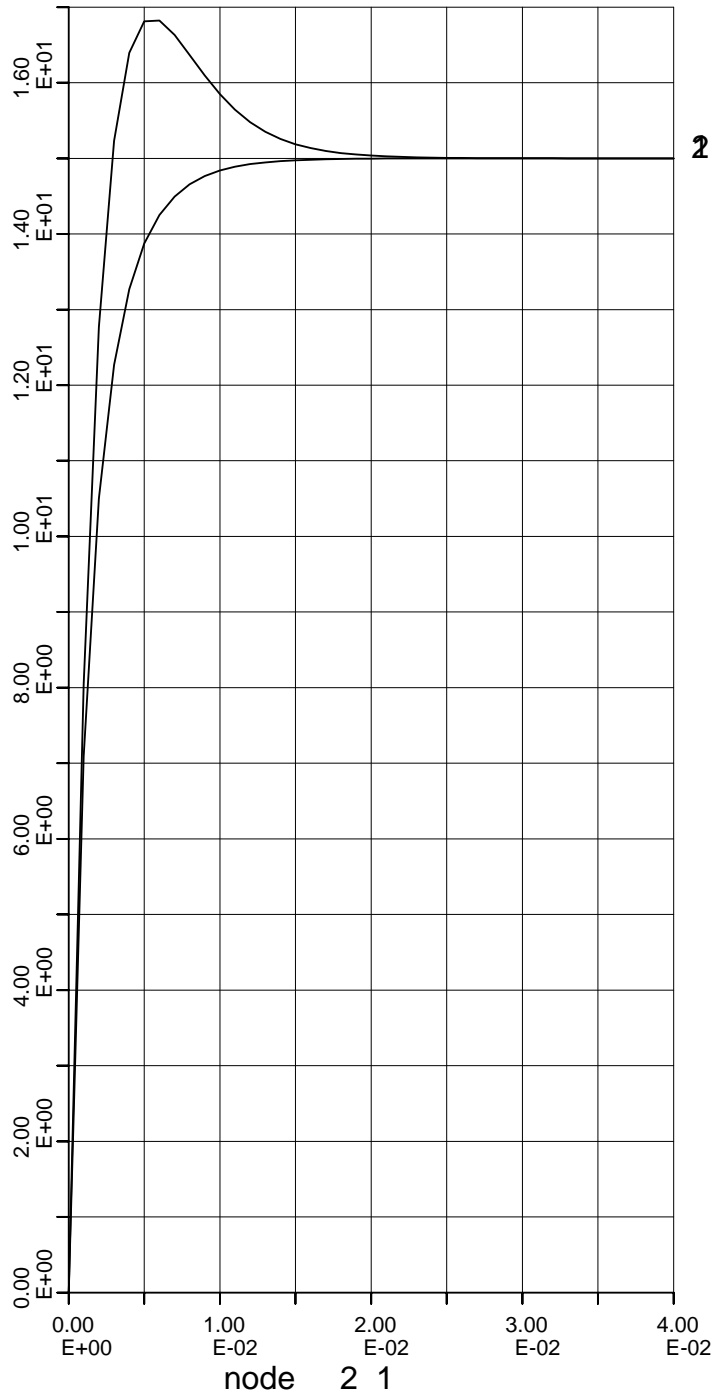
Simple Shear test
undrained; low and high K0

HISTORY PLOT

Analyse g7.4

Analyse g7.j4	Proef 1	Proef 2
Belasting [kN/m ²]	30	30
Beginspanning [kN/m ²]	10	10
K ₀	1/3	3
berekeningstype	gedraineerd	gedraineerd
φ in graden	30	30
ψ in graden	0	0
E-modulus [kN/m ²]	24000	24000
Dwarscontractie coëfficiëntv	0.3	0.3
Kw	0	0

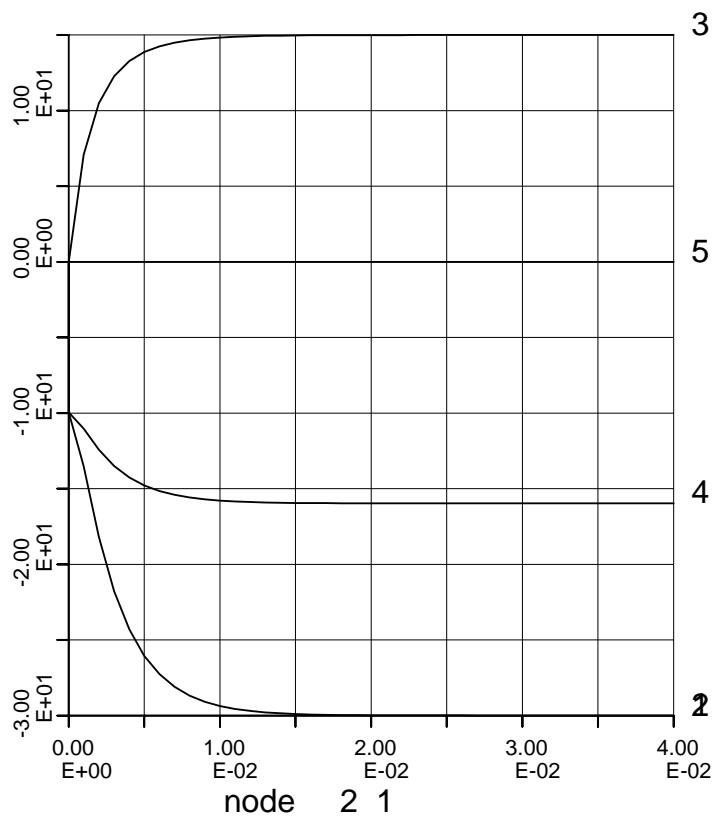
Figuurnummer	Afbeelding
1	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
2	Spanningstoestand element 1 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
3	Spanningstoestand element 2 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
4	Vergelijking van σ'_{xx} voor materiaal 1 en 2
5	Vergelijking van σ'_{yy} voor materiaal 1 en 2
6	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
7	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{zz} voor materiaal 1 en 2
8	Vergelijking van wateroverspanning voor materiaal 1 en 2



N 2 3;N 4 3;

Simple Shear test
drained; low and high K0

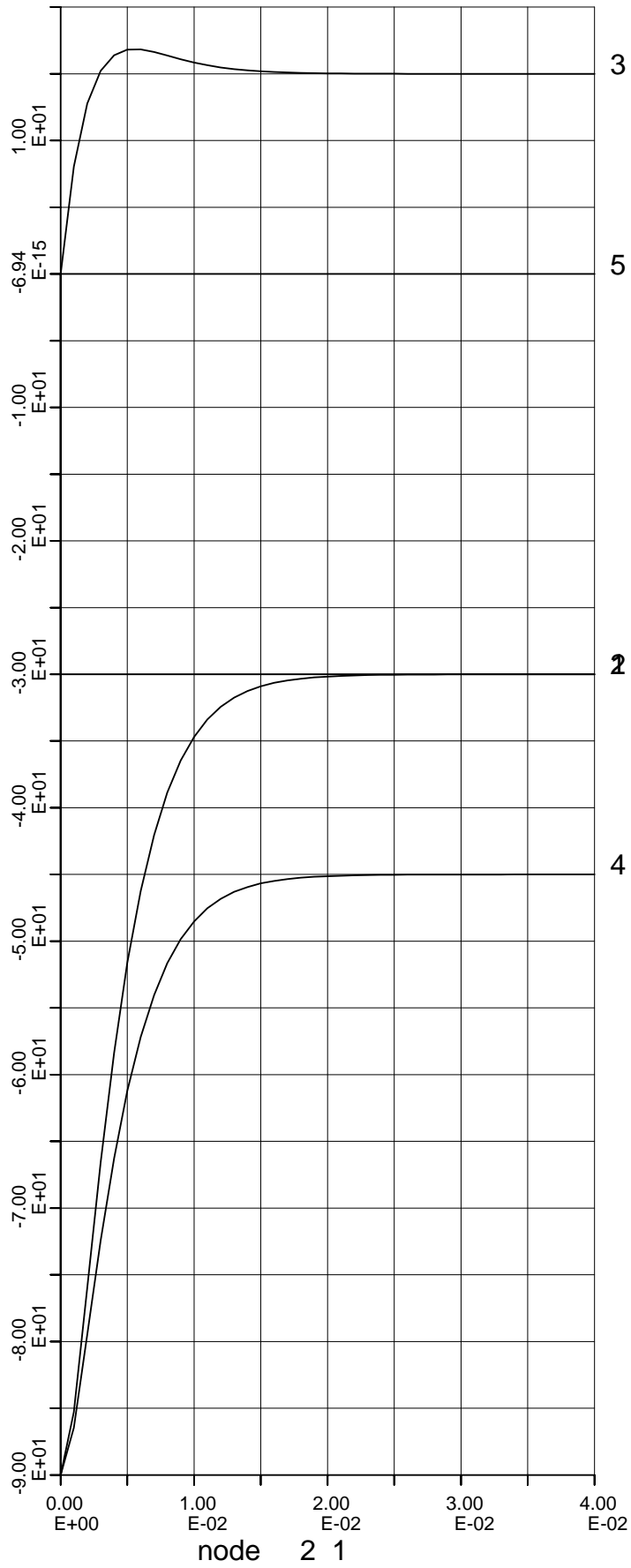
HISTORY PLOT



E 1 1;E 1 2;E 1 3;E 1 4;E 1 6;

Simple Shear test
drained; low and high K0

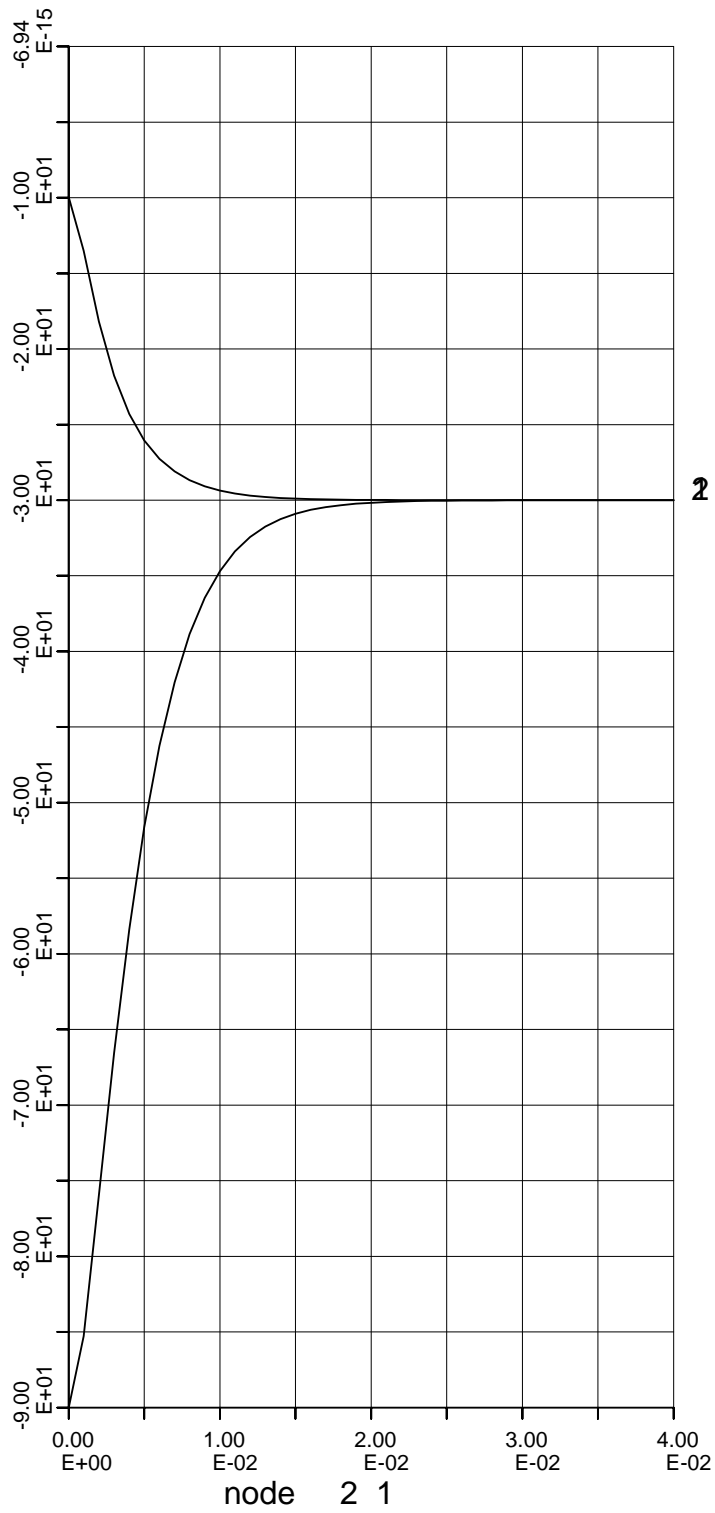
HISTORY PLOT



E 2 1;E 2 2;E 2 3;E 2 4;E 2 6;

Simple Shear test
drained; low and high K0

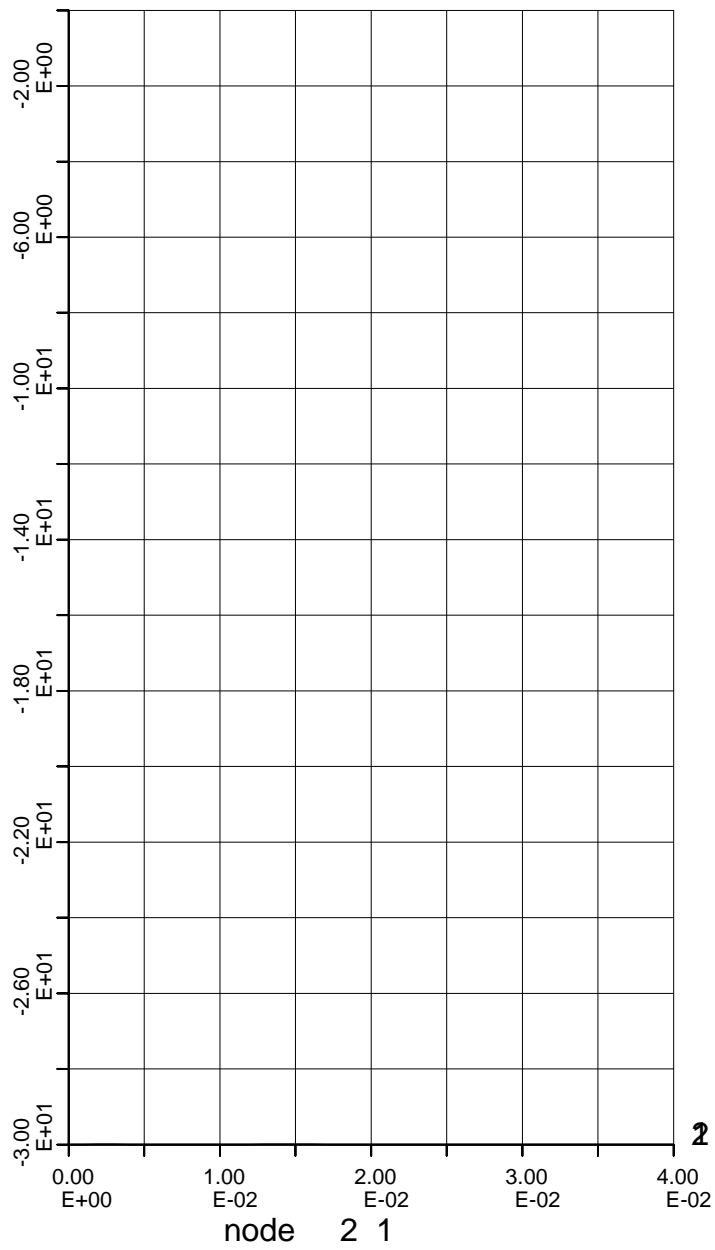
HISTORY PLOT



E 1 1;E 2 1;

Simple Shear test
drained; low and high K0

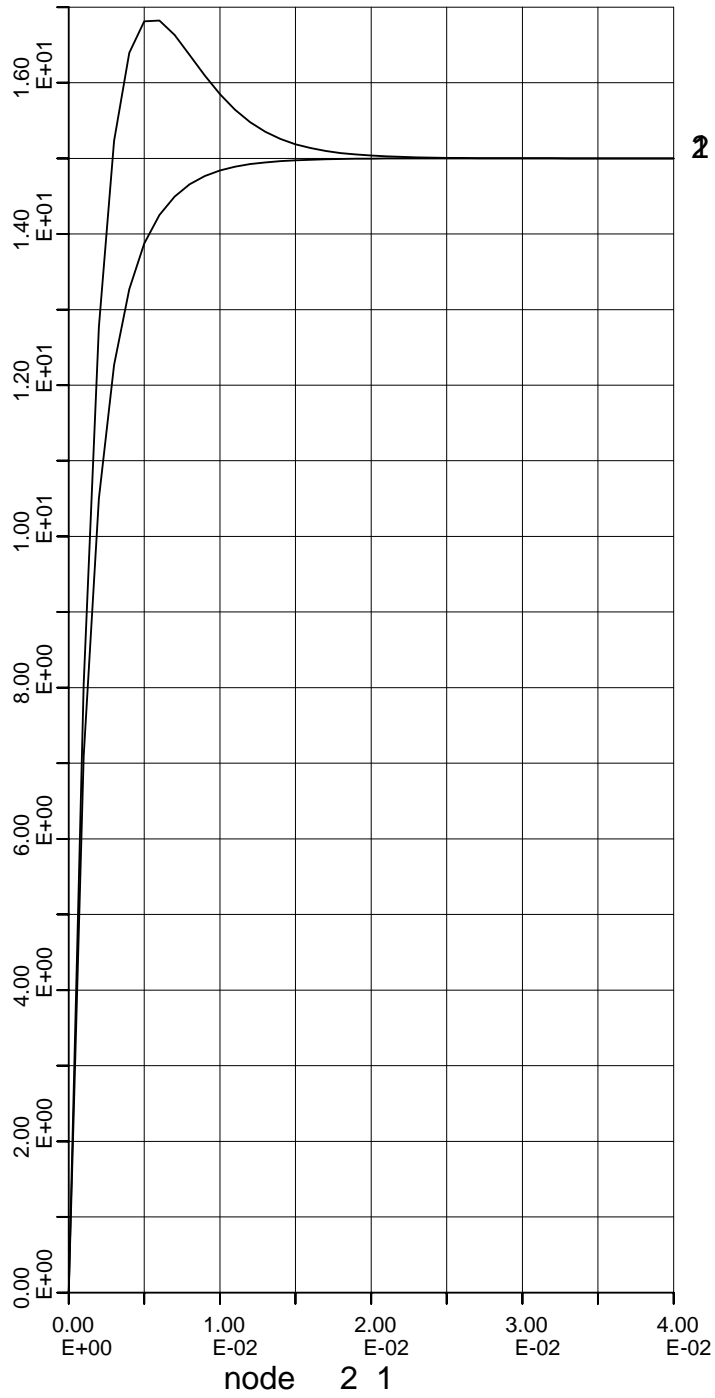
HISTORY PLOT



E 1 2;E 2 2;

Simple Shear test
drained; low and high K0

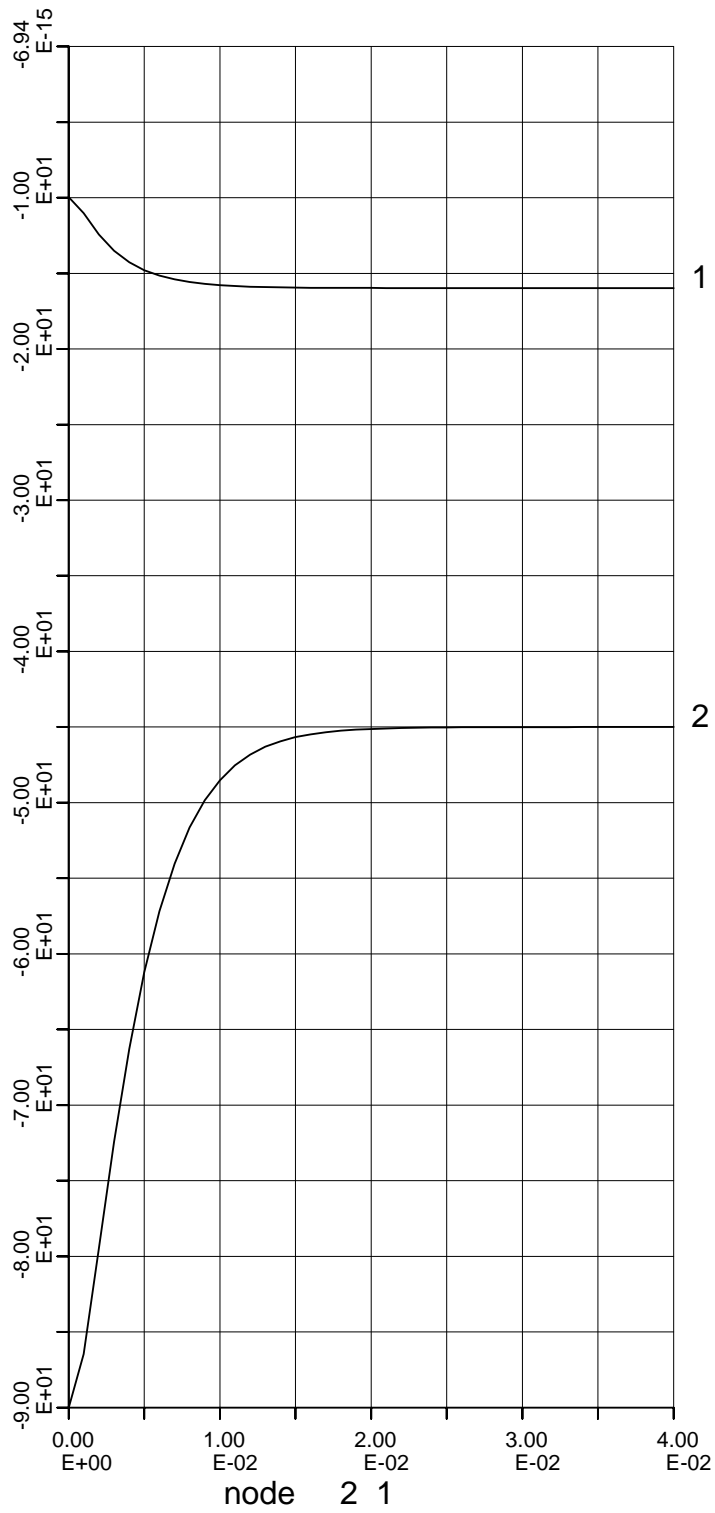
HISTORY PLOT



E 1 3;E 2 3;

Simple Shear test
drained; low and high K0

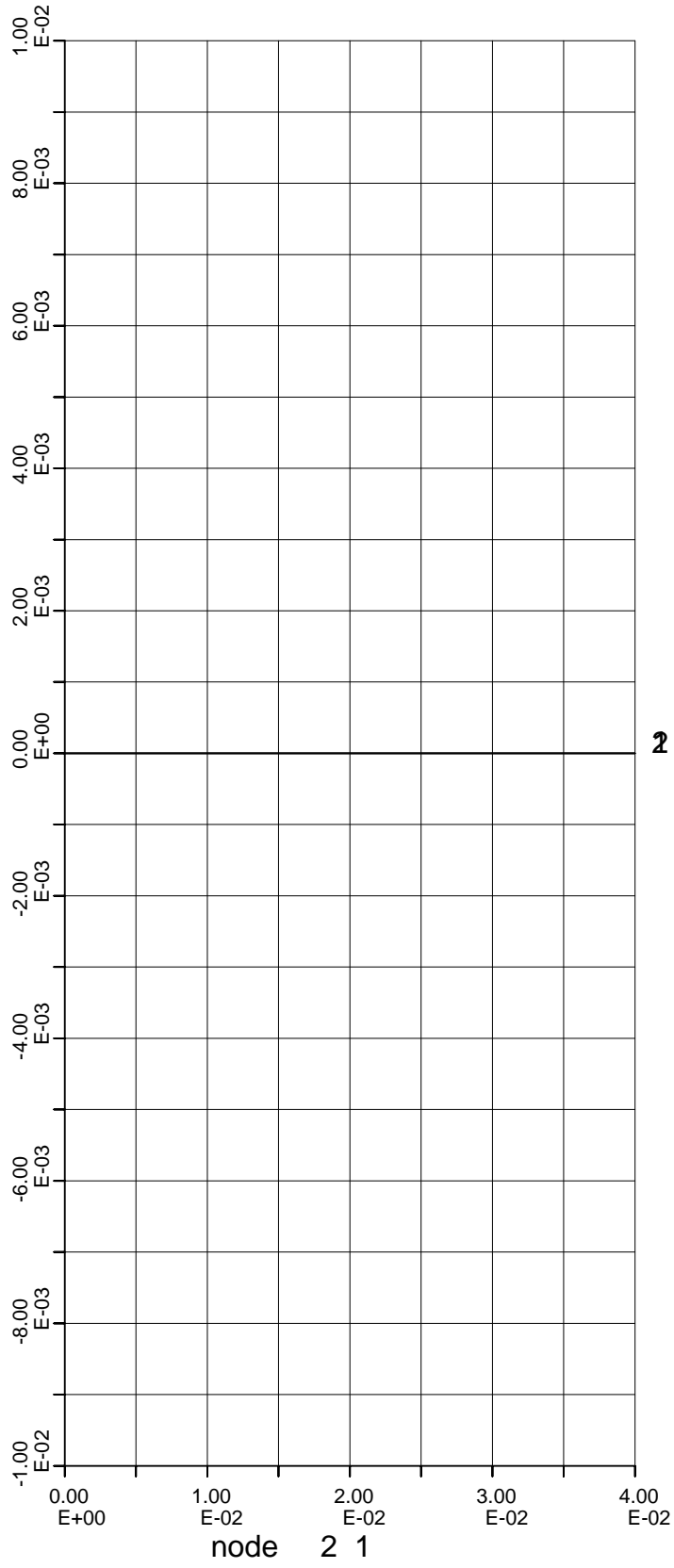
HISTORY PLOT



E 1 4;E 2 4;

Simple Shear test
drained; low and high K0

HISTORY PLOT



E 1 6;E 2 6;

Simple Shear test
drained; low and high K0

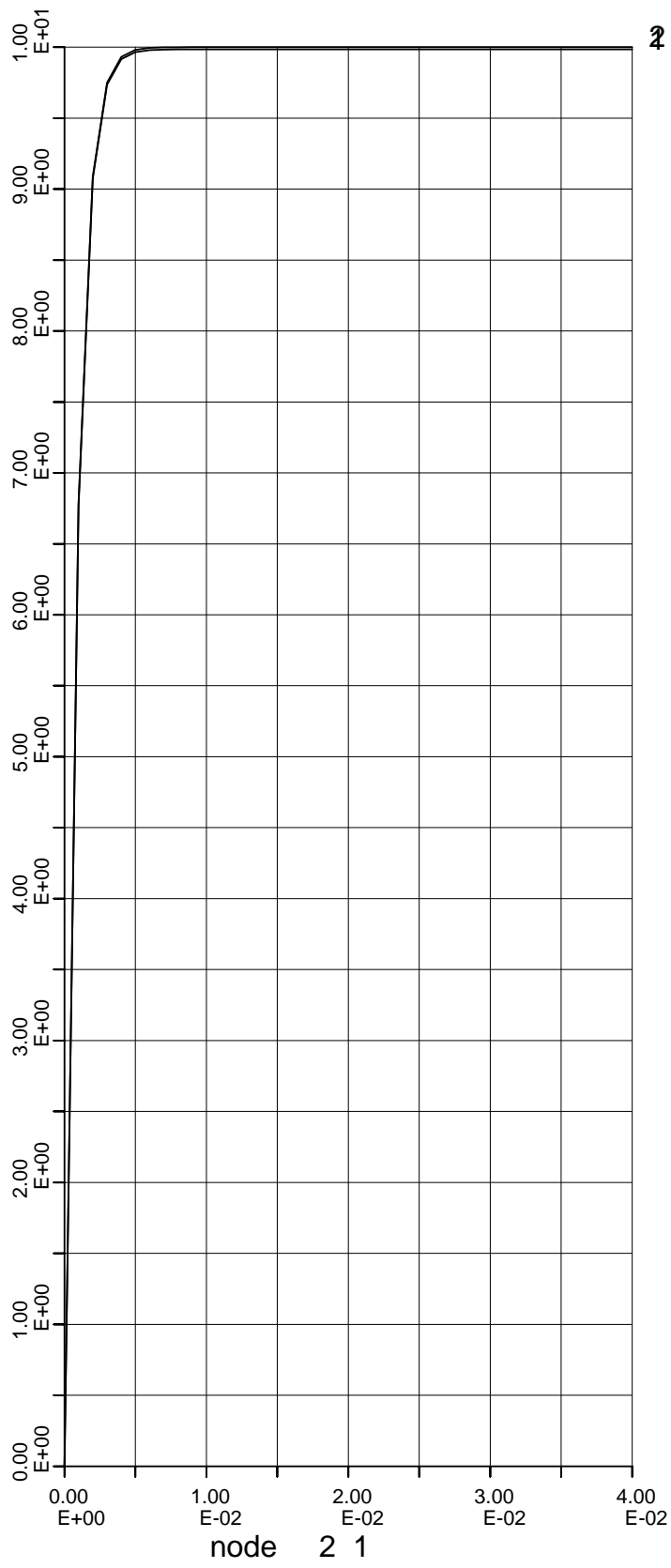
HISTORY PLOT

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

Analyse g7.6

Analyse g7.j6	Proef 1	Proef 2
Belasting [kN/m ²]	30	10
Beginspanning [kN/m ²]	30	10
K ₀	1/3	3
berekeningstype	ongedraineerd	ongedraineerd
φ in graden	30	30
ψ in graden	0	0
E-modulus [kN/m ²]	24000	24000
Dwarscontractie coëfficiëntv	0.3	0.3
Kw	10 ⁹	10 ⁹

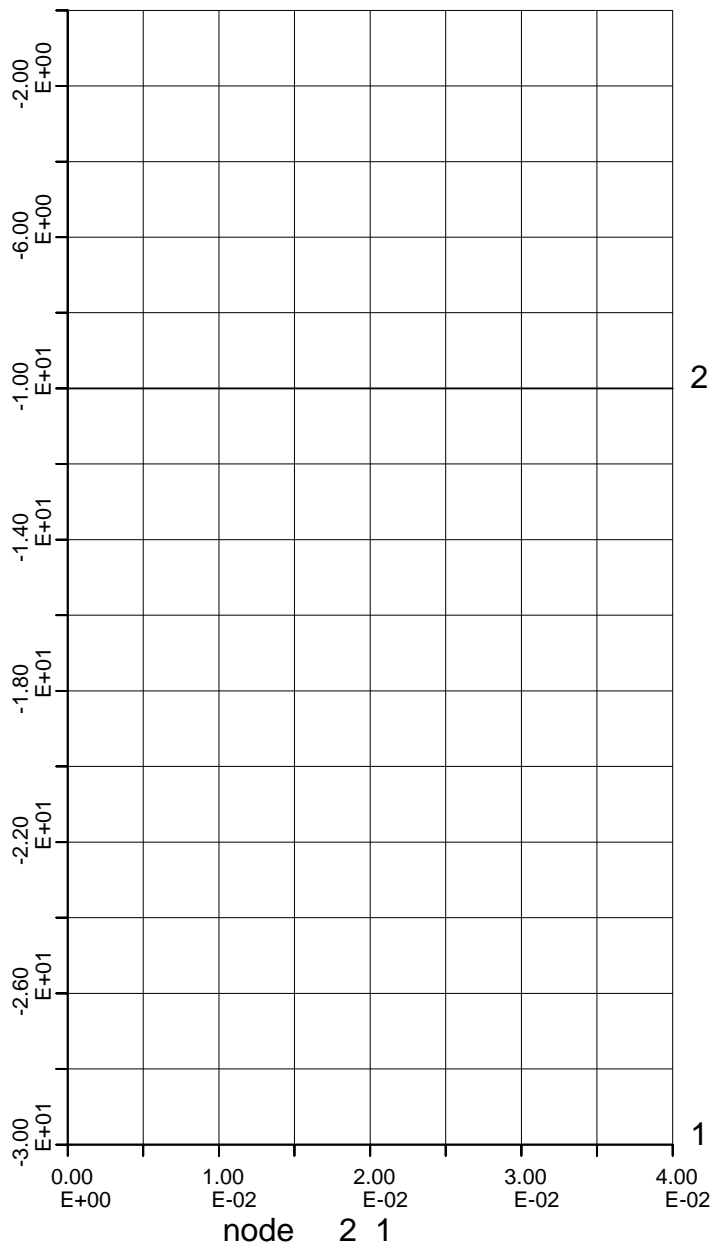
Figuurnummer	Afbeelding
1	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
2	Vergelijking van totale verticale belasting voor materiaal 1 en 2
3	Spanningstoestand element 1 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
4	Spanningstoestand element 2 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
5	Vergelijking van σ'_{xx} voor materiaal 1 en 2
6	Vergelijking van σ'_{yy} voor materiaal 1 en 2
7	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
8	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{zz} voor materiaal 1 en 2
9	Vergelijking van wateroverspanning voor materiaal 1 en 2



N 2 3;N 4 3;

Simple Shear test; equal isotropic stress
undrained; low and high K0

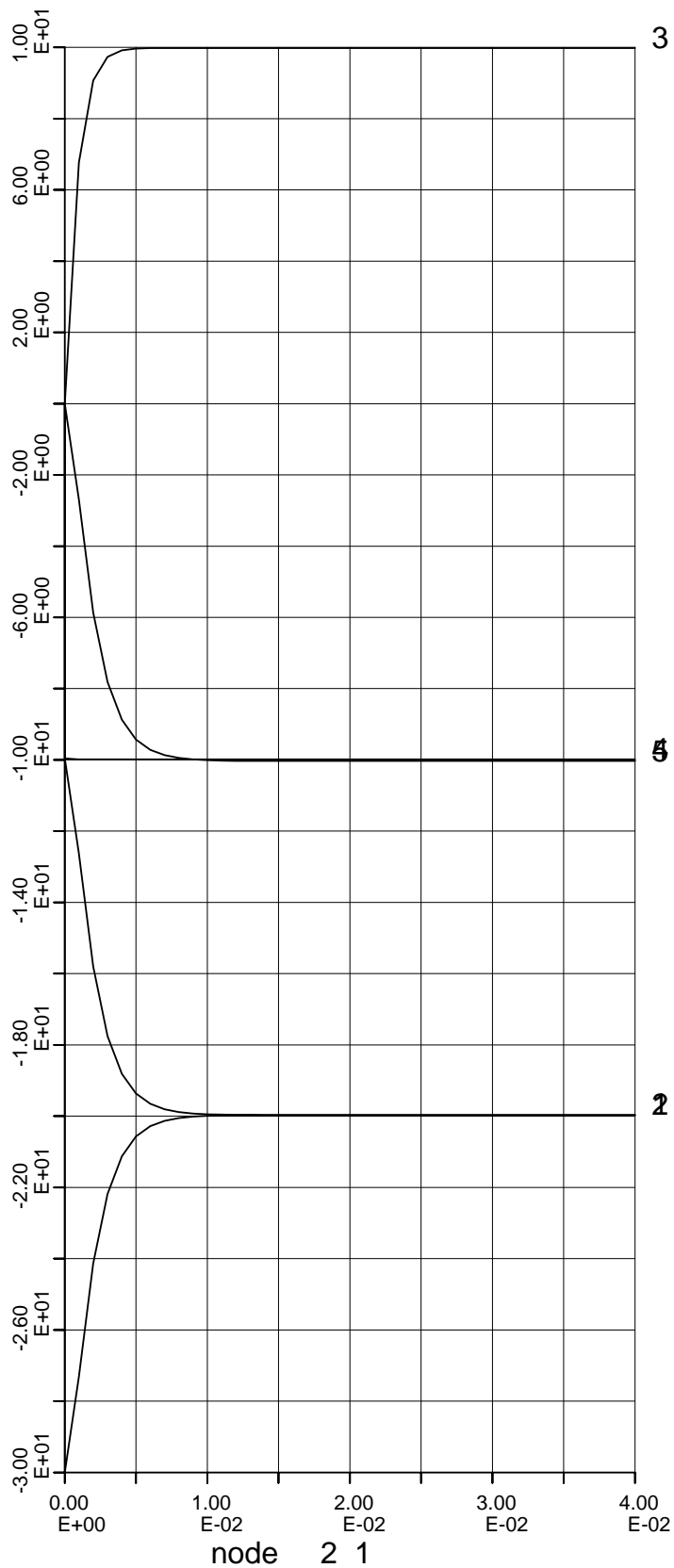
HISTORY PLOT



N 2 4;N 4 4;

Simple Shear test; equal isotropic stress
undrained; low and high K0

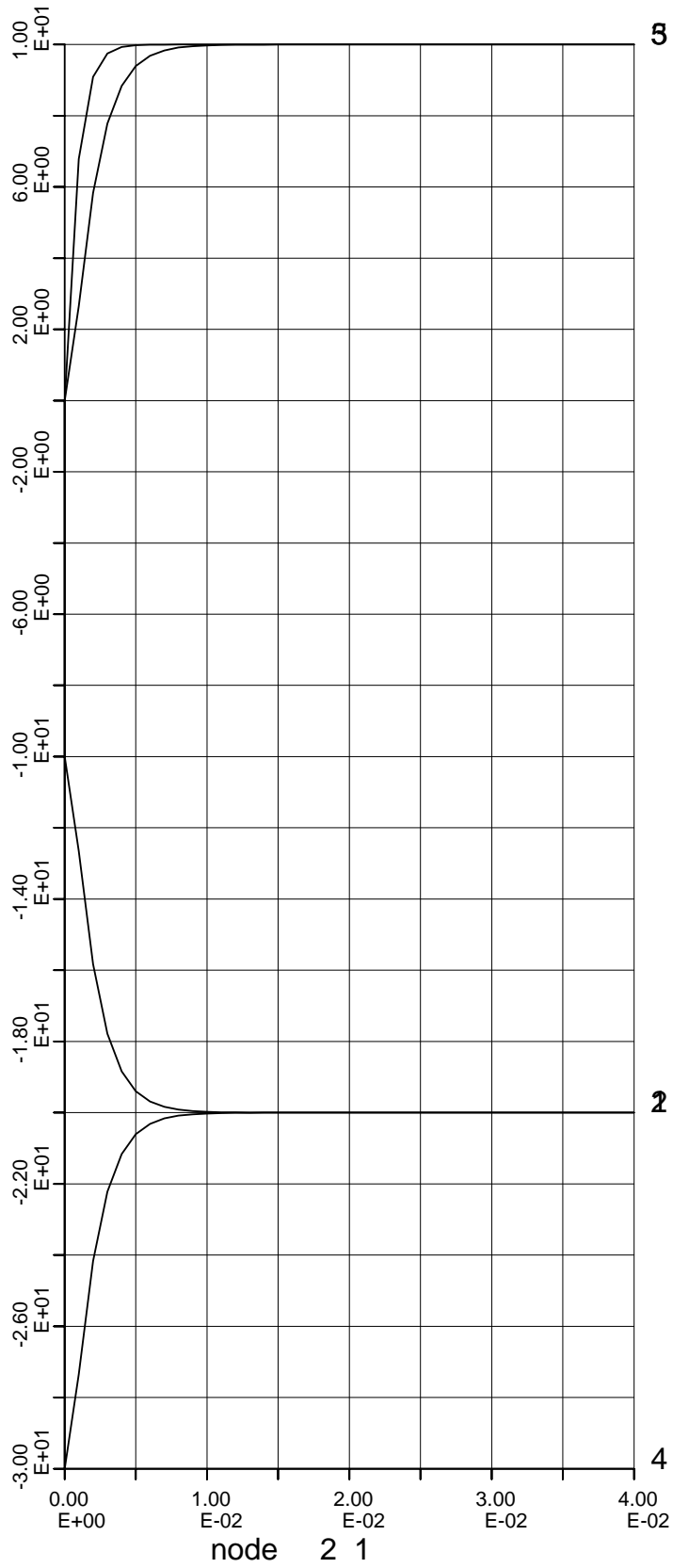
HISTORY PLOT



E 1 1;E 1 2;E 1 3;E 1 4;E 1 6;

Simple Shear test; equal isotropic stress
undrained; low and high K0

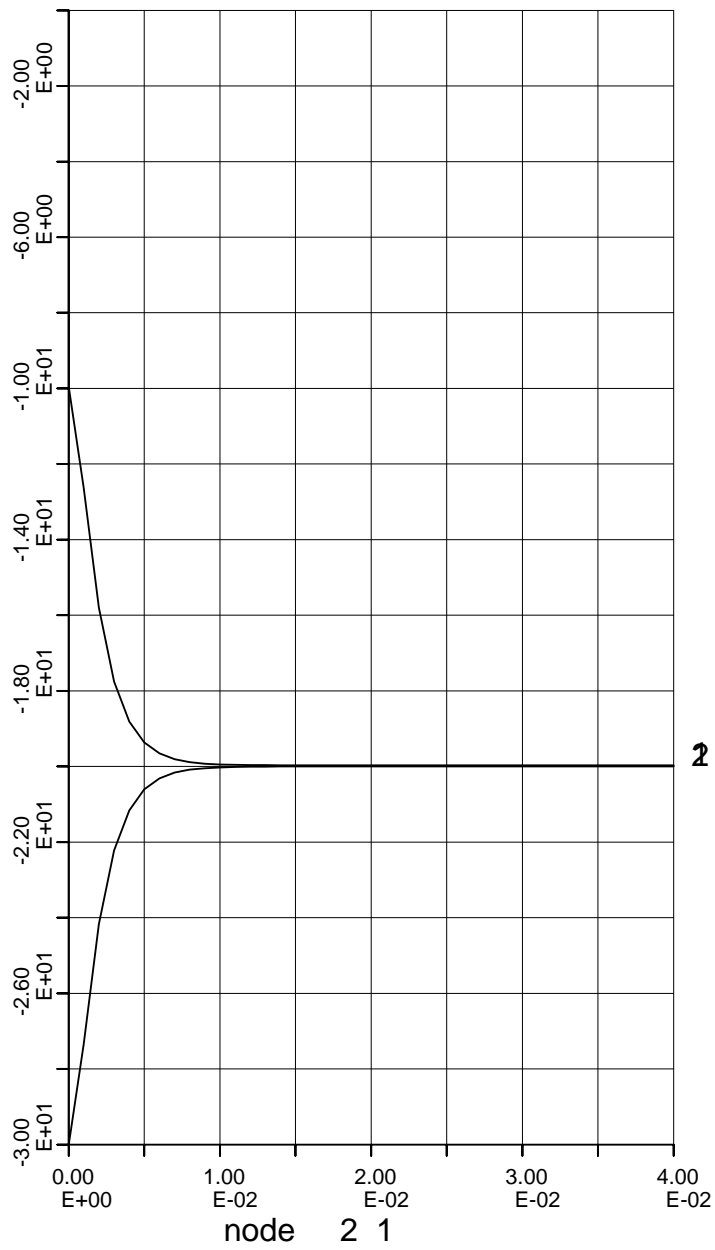
HISTORY PLOT



E 2 1;E 2 2;E 2 3;E 2 4;E 2 6;

Simple Shear test; equal isotropic stress
undrained; low and high K0

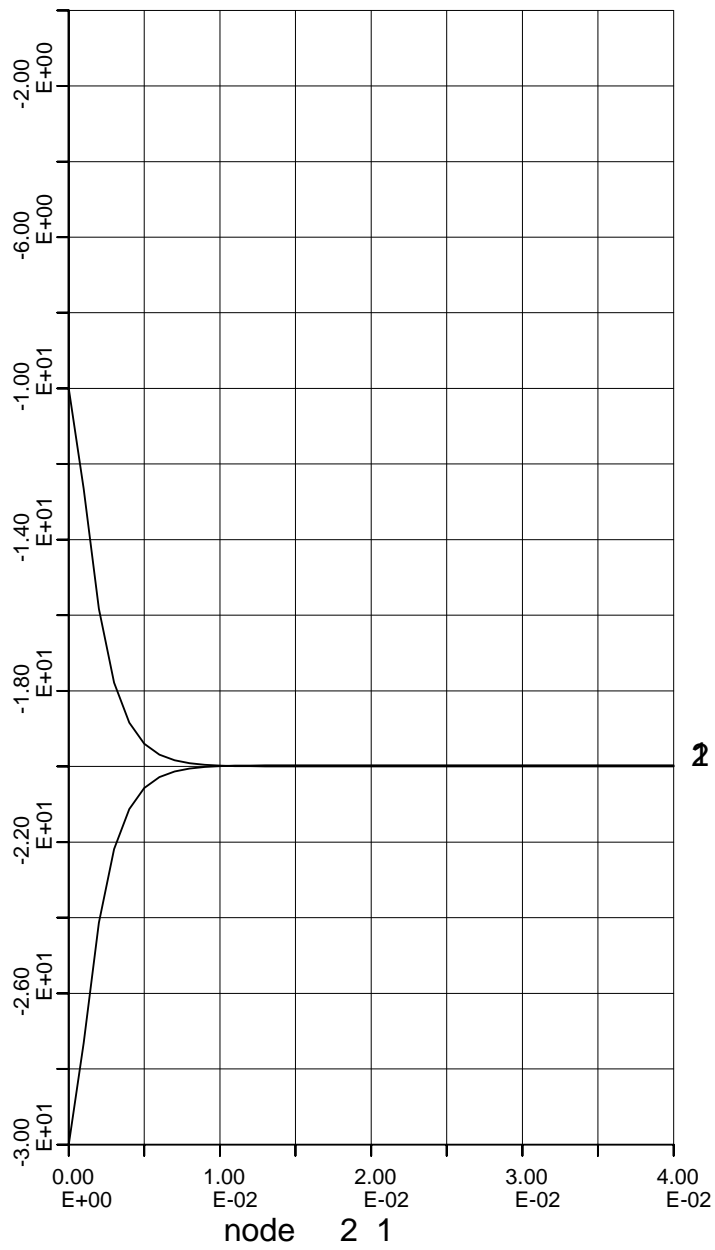
HISTORY PLOT



E 1 1;E 2 1;

Simple Shear test; equal isotropic stress
undrained; low and high K0

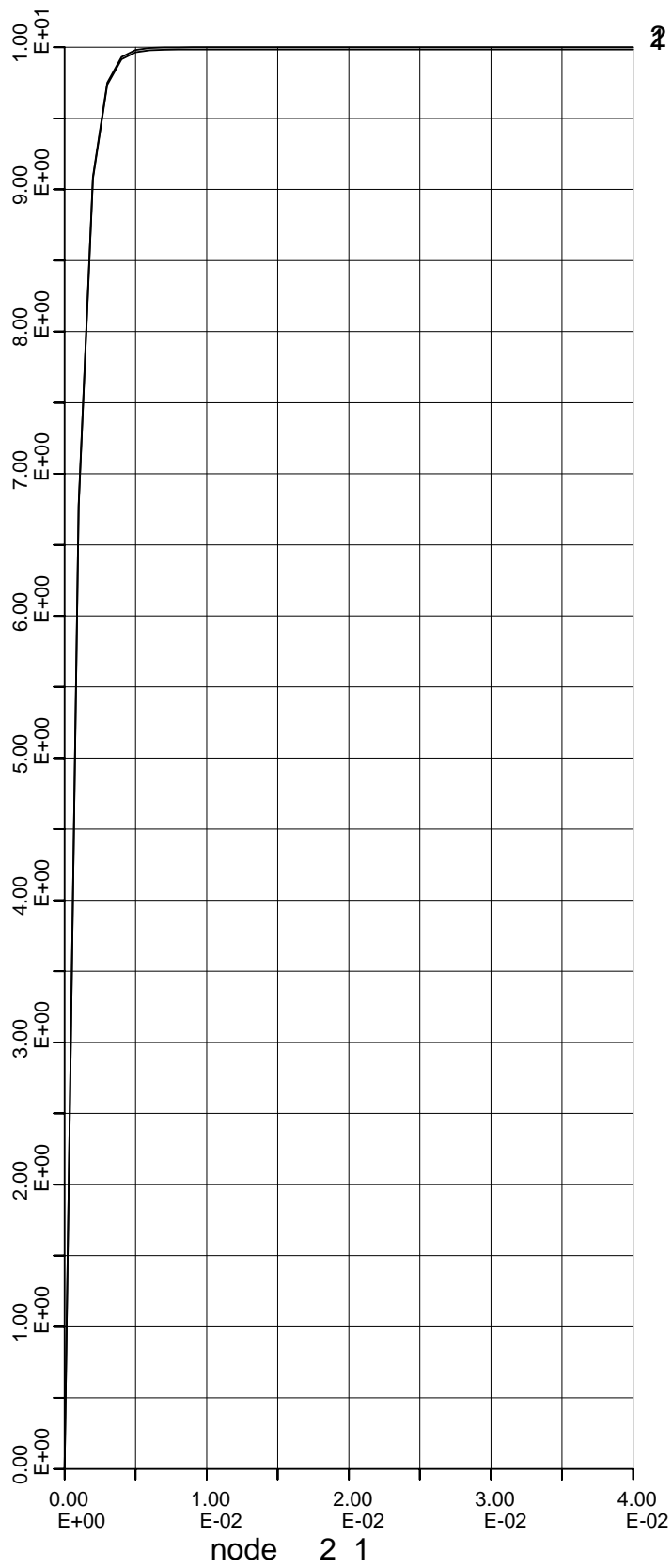
HISTORY PLOT



E 1 2;E 2 2;

Simple Shear test; equal isotropic stress
undrained; low and high K0

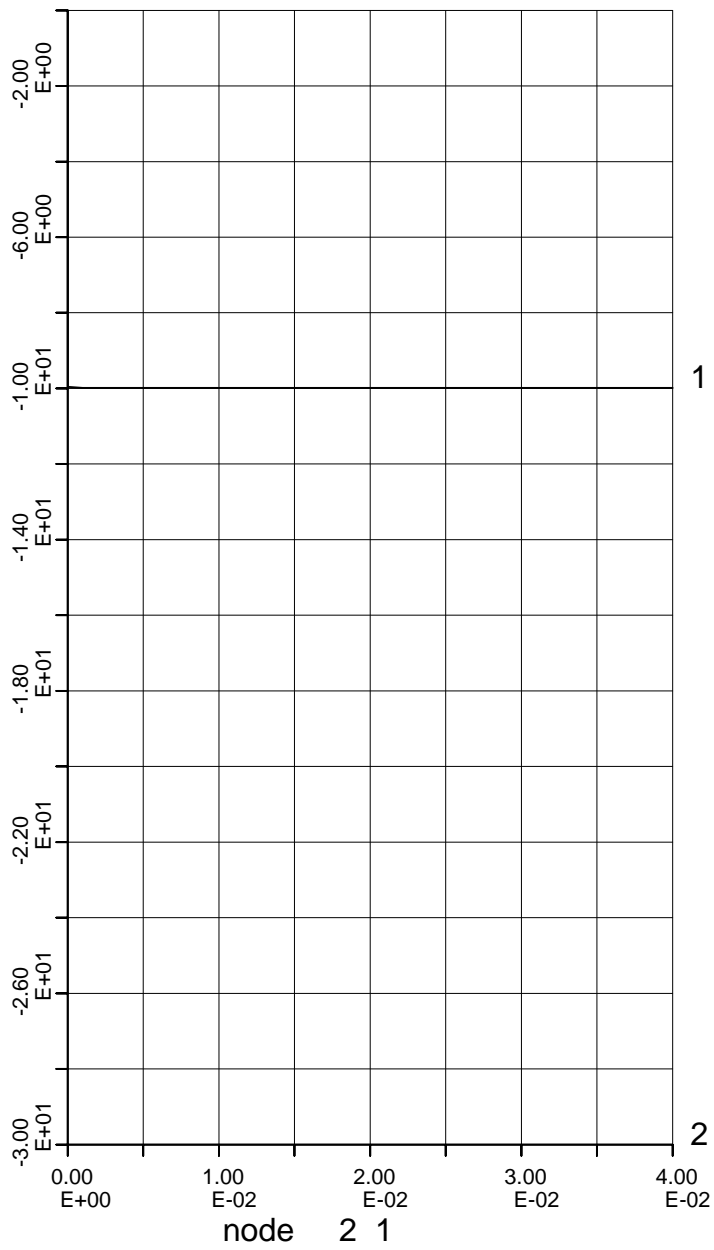
HISTORY PLOT



E 1 3;E 2 3;

Simple Shear test; equal isotropic stress
undrained; low and high K0

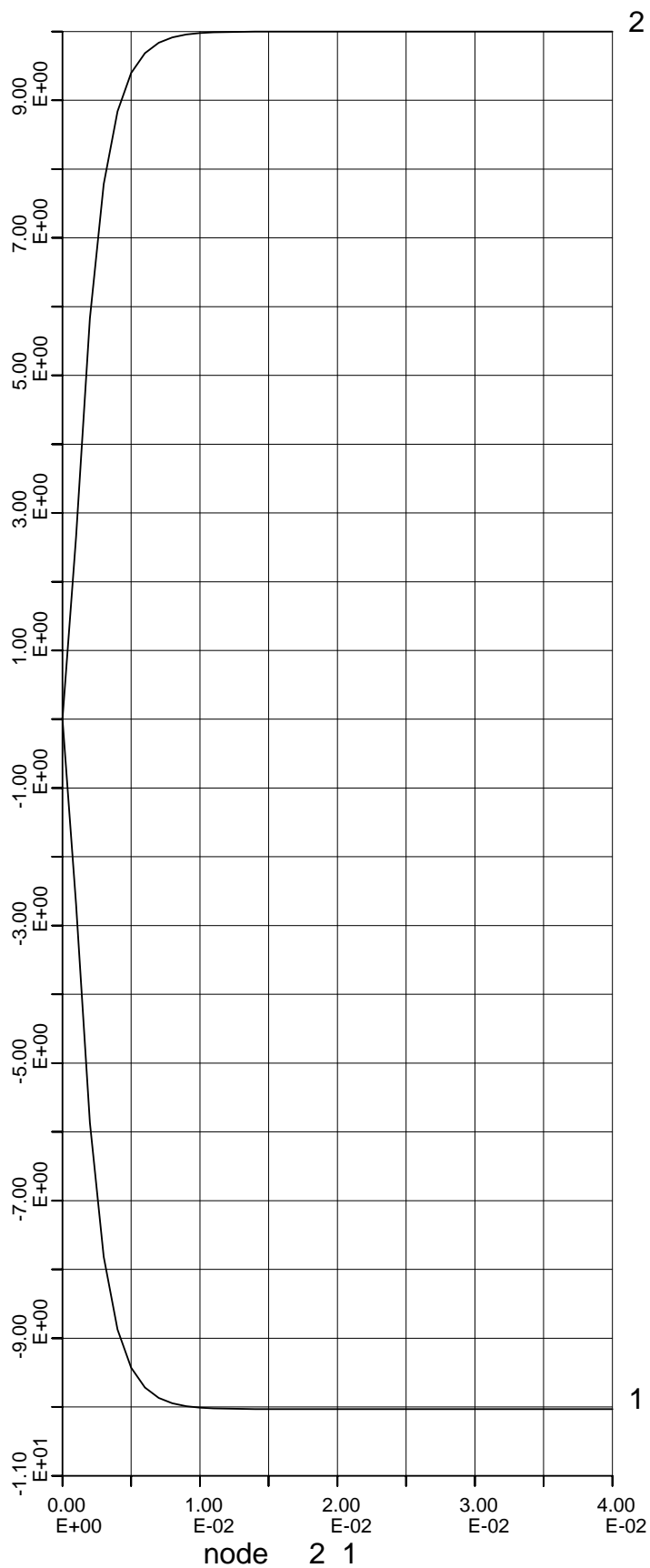
HISTORY PLOT



E 1 4;E 2 4;

Simple Shear test; equal isotropic stress
undrained; low and high K0

HISTORY PLOT



E 1 6;E 2 6;

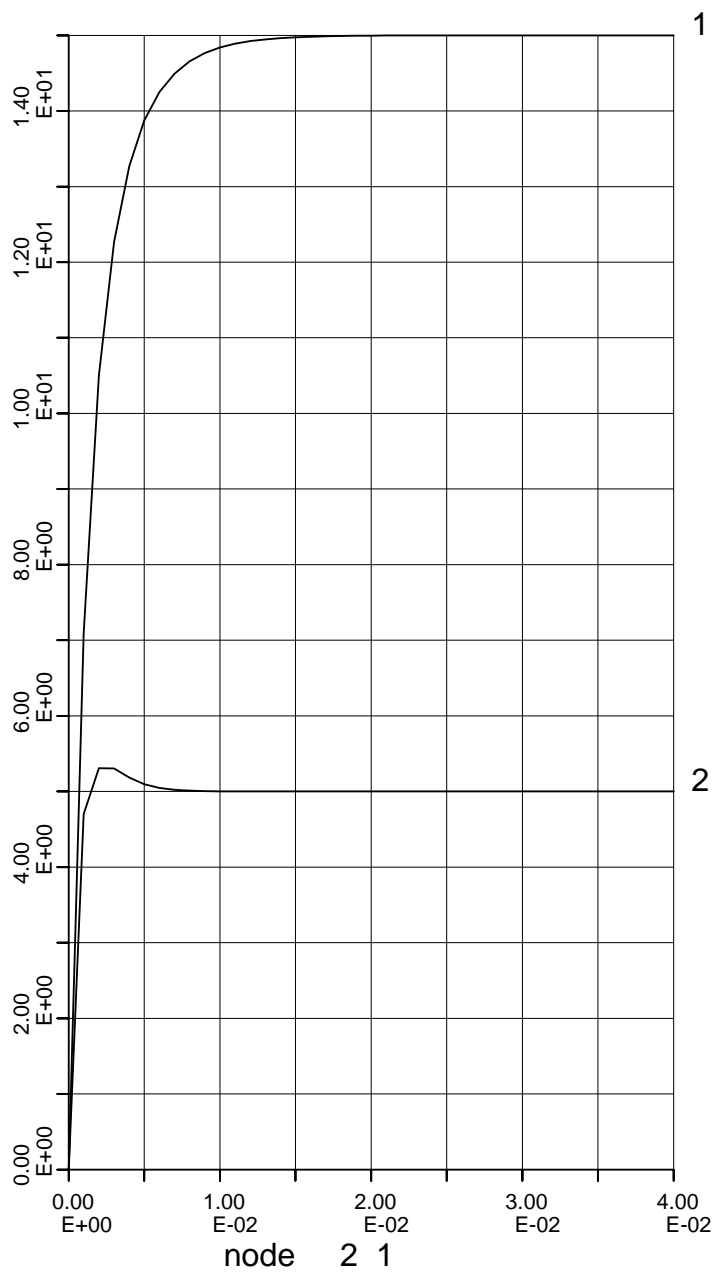
Simple Shear test; equal isotropic stress
undrained; low and high K0

HISTORY PLOT

Analyse g7.7

Analyse g7.j7	Proef 1	Proef 2
Belasting [kN/m ²]	30	10
Beginspanning [kN/m ²]	30	10
K ₀	1/3	3
berekeningstype	gedraineerd	gedraineerd
φ in graden	30	30
ψ in graden	0	0
E-modulus [kN/m ²]	24000	24000
Dwarscontractie coëfficiëntv	0.3	0.3
Kw	0	0

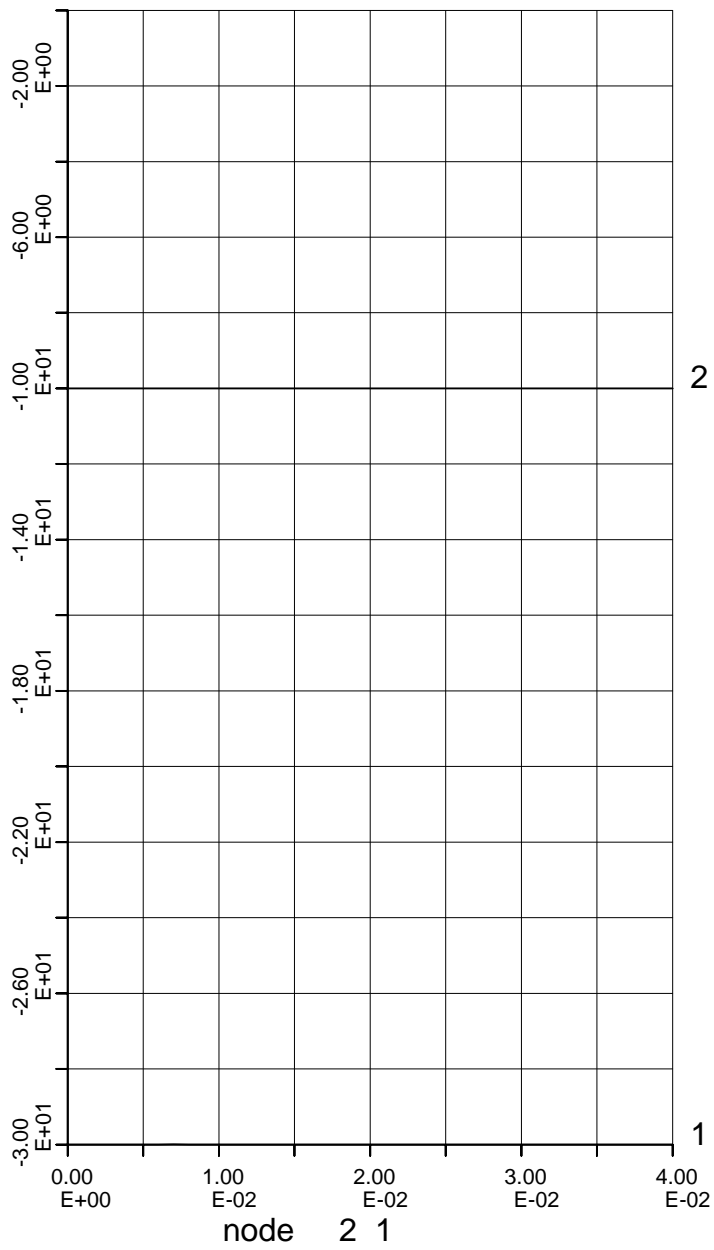
Figuurnummer	Afbeelding
1	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
2	Vergelijking van totale verticale belasting voor materiaal 1 en 2
3	Spanningstoestand element 1 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
4	Spanningstoestand element 2 $\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{xy}, \sigma'_{zz}, p$
5	Vergelijking van σ'_{xx} voor materiaal 1 en 2
6	Vergelijking van σ'_{yy} voor materiaal 1 en 2
7	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{xy} voor materiaal 1 en 2
8	Vergelijking van schuifspanningen σ'_{zz} voor materiaal 1 en 2
9	Vergelijking van wateroverspanning voor materiaal 1 en 2



N 2 3;N 4 3;

Simple Shear test; equal isotropic stress
drained; low and high K0

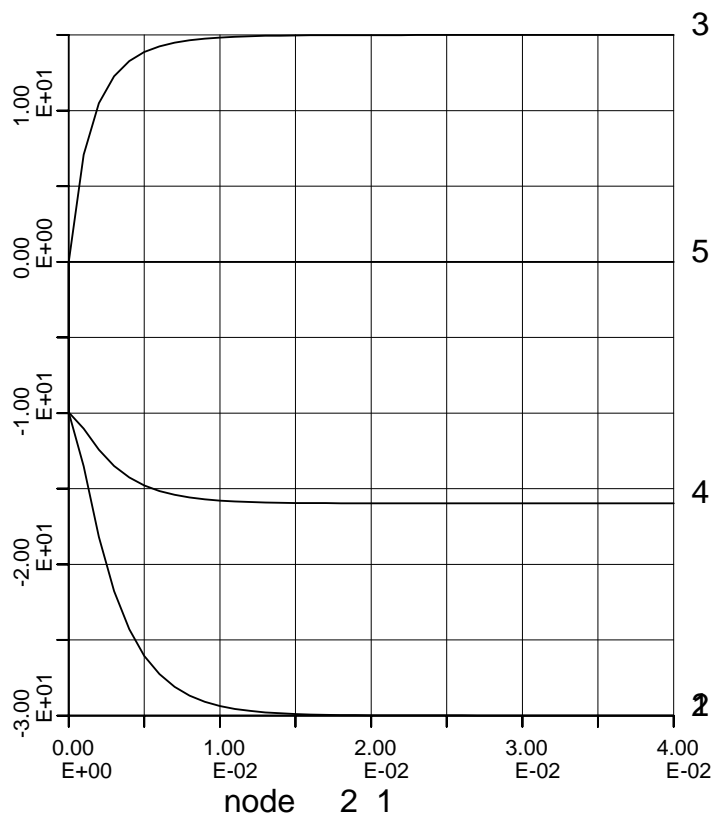
HISTORY PLOT



N 2 4;N 4 4;

Simple Shear test; equal isotropic stress
drained; low and high K0

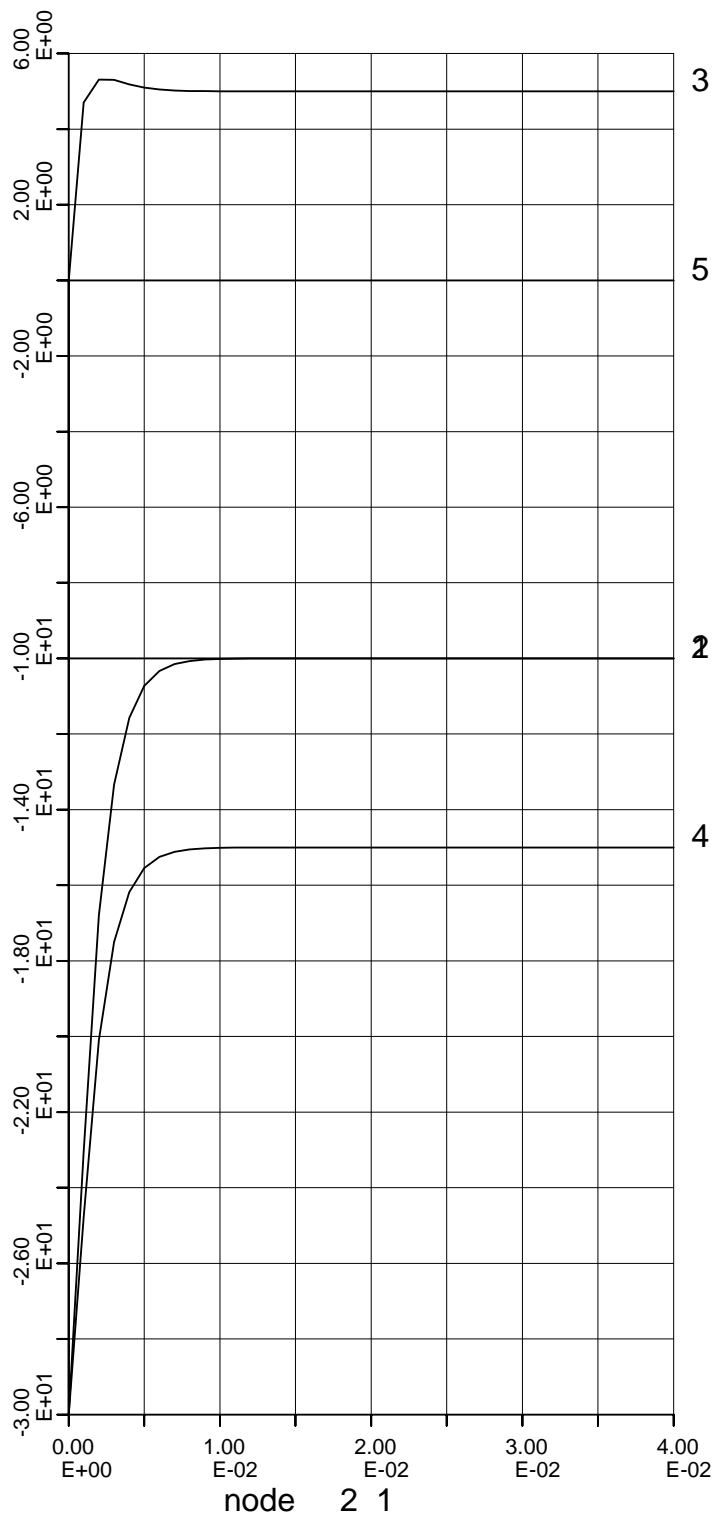
HISTORY PLOT



E 1 1;E 1 2;E 1 3;E 1 4;E 1 6;

Simple Shear test; equal isotropic stress
drained; low and high K0

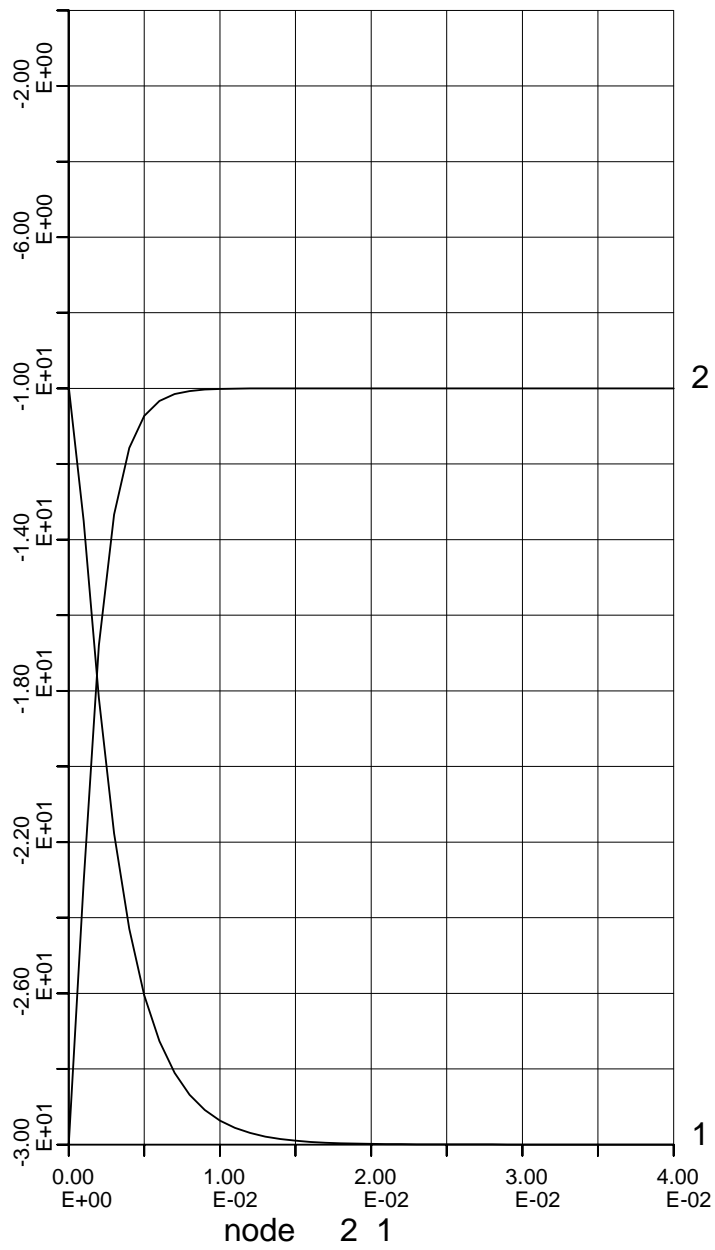
HISTORY PLOT



E 2 1;E 2 2;E 2 3;E 2 4;E 2 6;

Simple Shear test; equal isotropic stress
drained; low and high K0

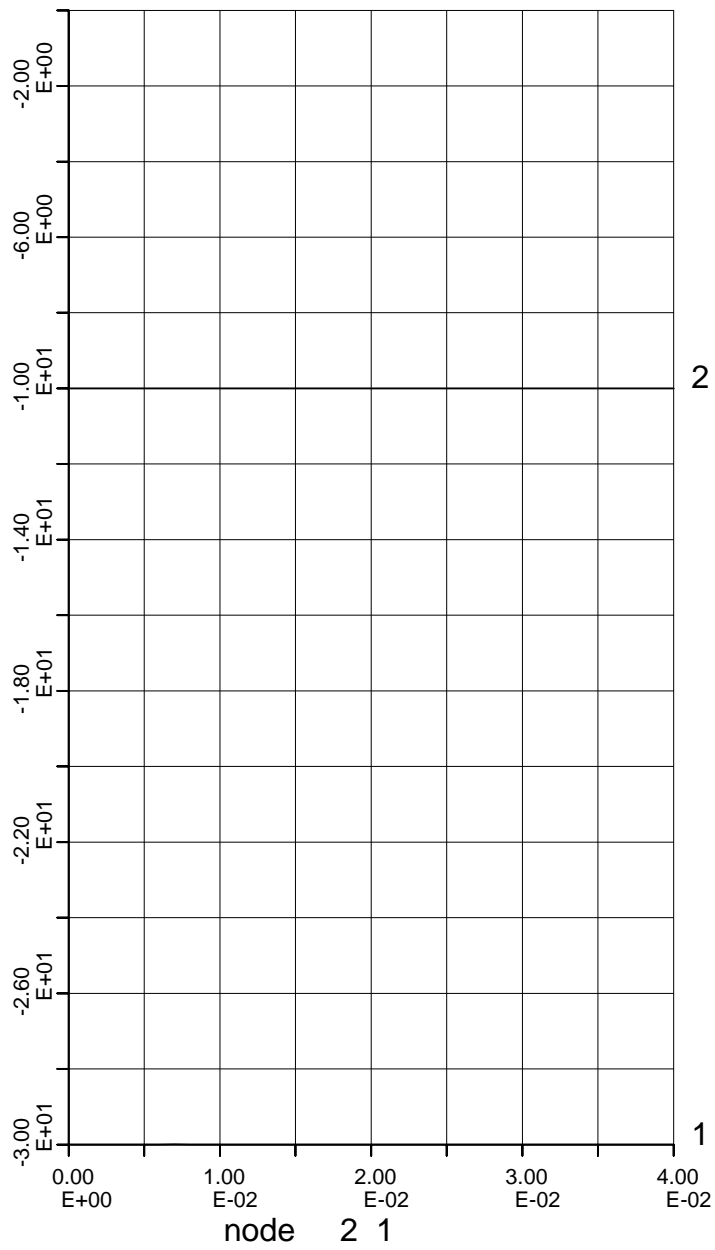
HISTORY PLOT



E 1 1;E 2 1;

Simple Shear test; equal isotropic stress
drained; low and high K0

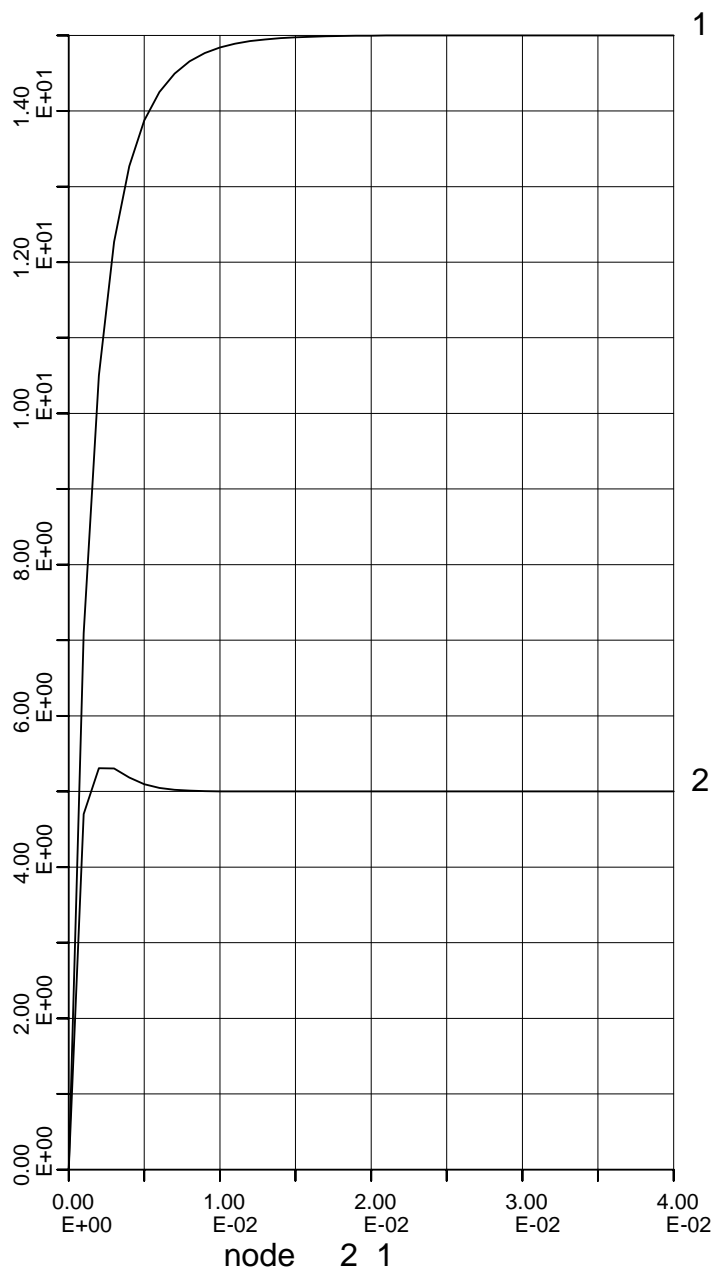
HISTORY PLOT



E 1 2;E 2 2;

Simple Shear test; equal isotropic stress
drained; low and high K0

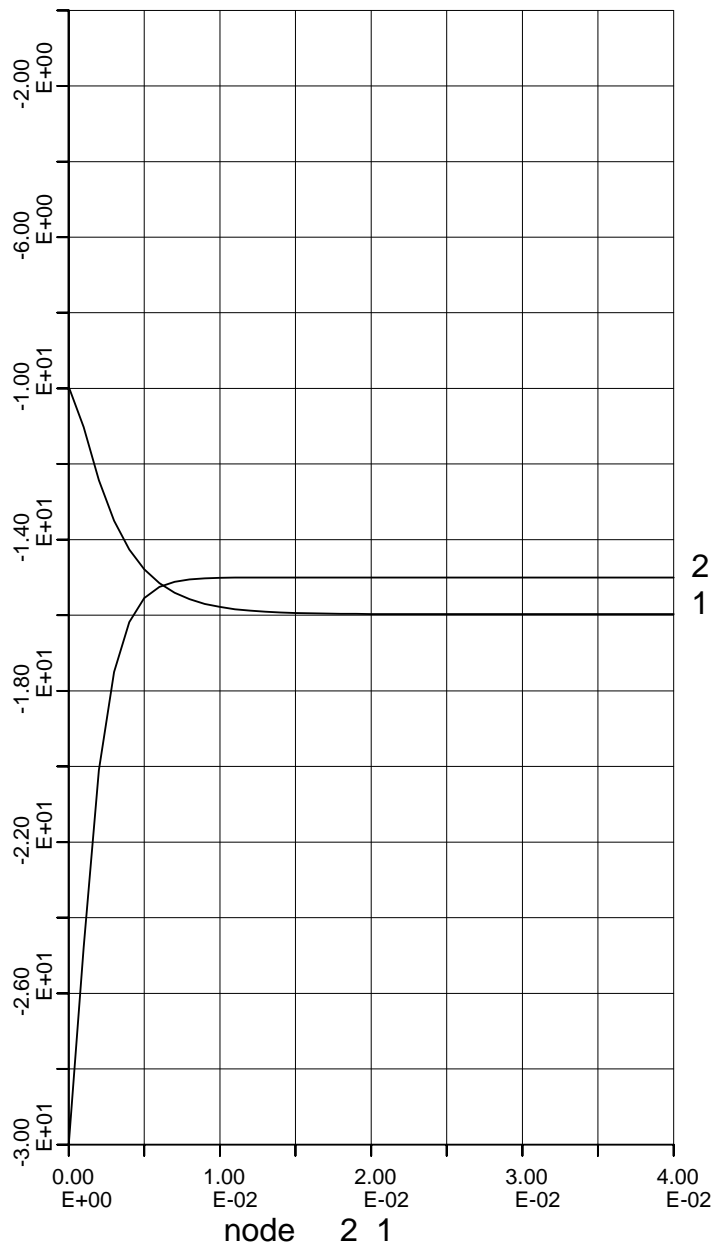
HISTORY PLOT



E 1 3;E 2 3;

Simple Shear test; equal isotropic stress
drained; low and high K0

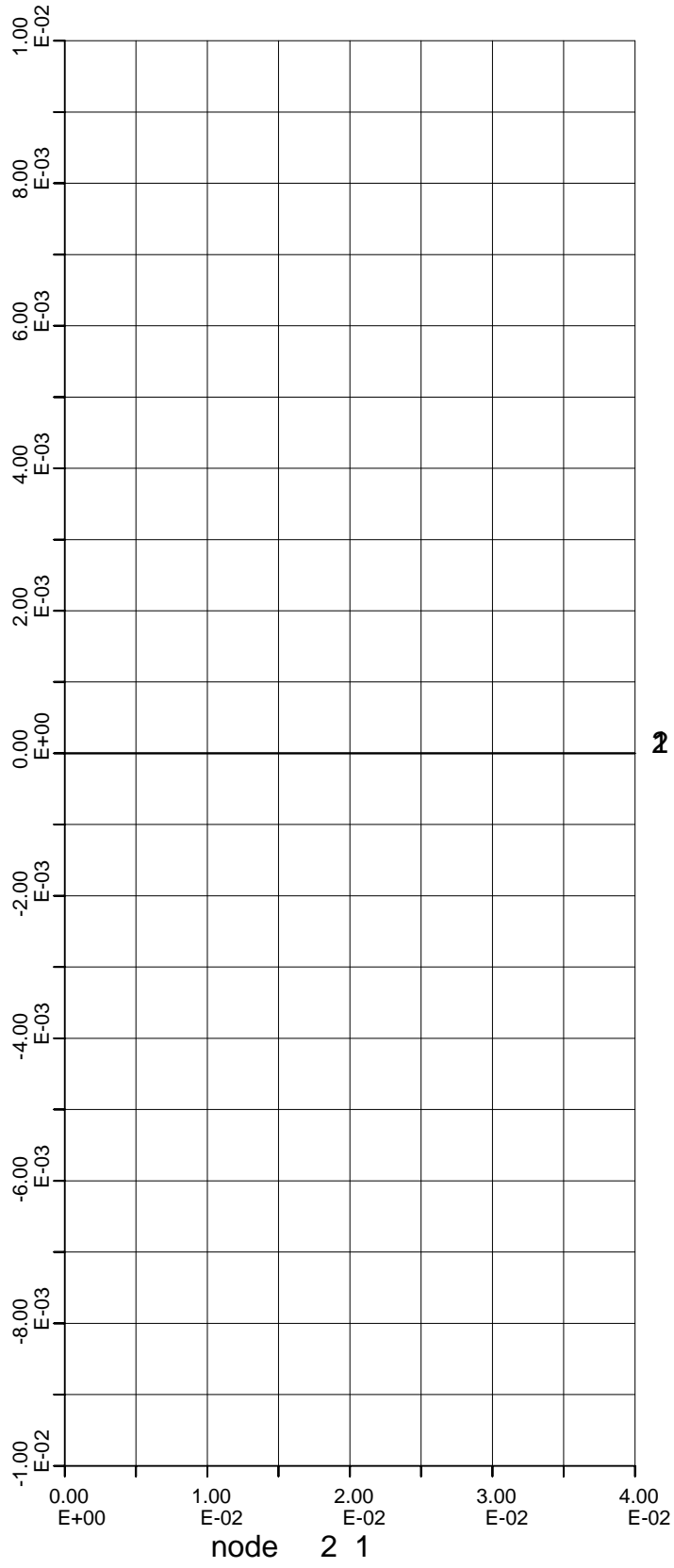
HISTORY PLOT



E 1 4;E 2 4;

Simple Shear test; equal isotropic stress
drained; low and high K0

HISTORY PLOT



E 1 6;E 2 6;

Simple Shear test; equal isotropic stress
drained; low and high K0

HISTORY PLOT

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

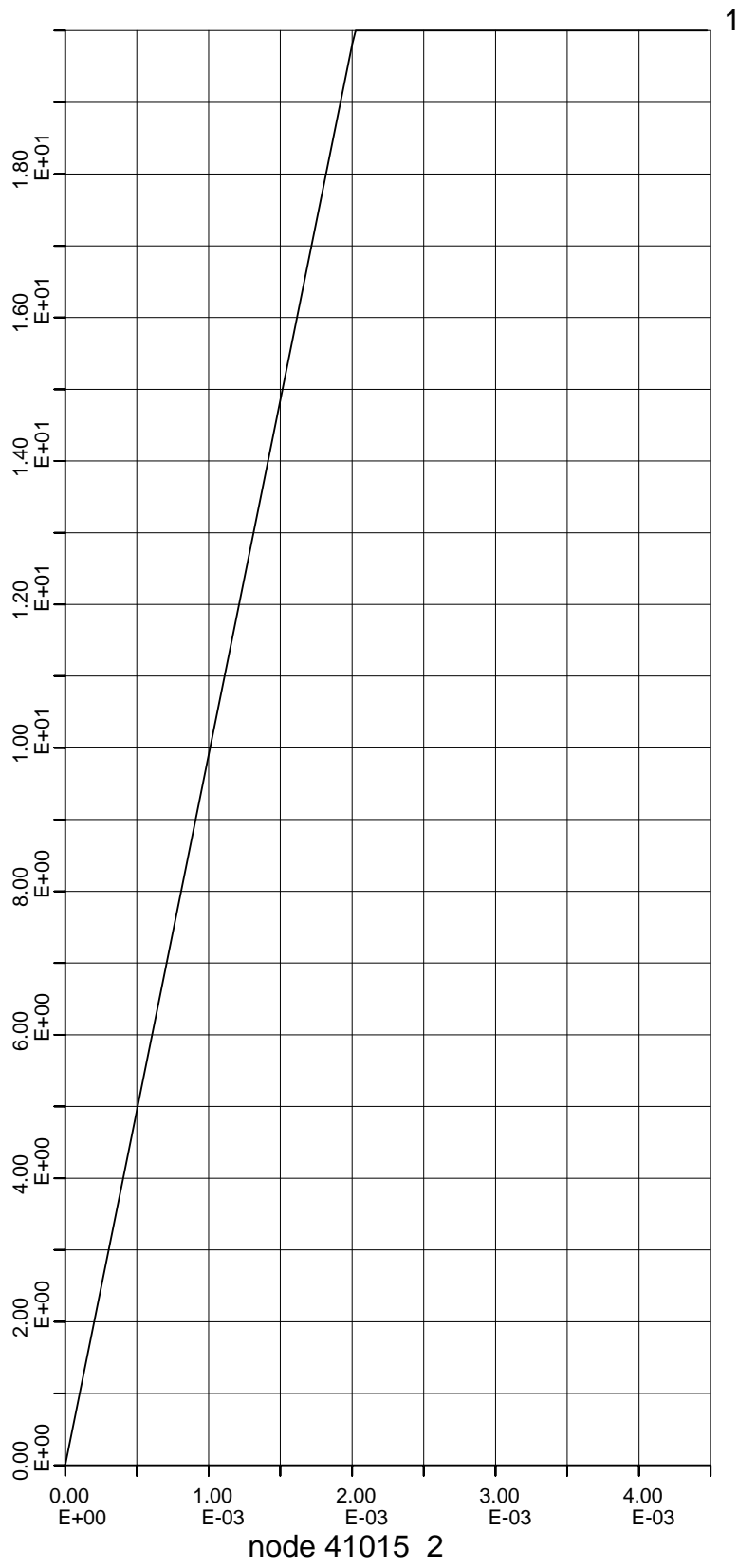
B Biaxiaal proefsimulaties

tr-def-c (triangle/def-2)

```

START
NPLUTO
DEFORMATION
PLANE
STRUCTURE
3 2 1 3
EOD
HISTORY
83
  1  2  8  6  9  11  35  37  42  44
  87  88  90  92  101  102  104  106  169  170
  172  174  245  246  248  250  333  334  337  339
  458  457  460  462  466  465  468  470  478  479
  485  487  515  516  518  520  660  661  755  757
  955  956  989  991  1190  1191  1206  1208  1417  1418
  1421  1423  1631  1632  1634  1636  1640  1641  1643  1645
  1651  1652  1654  1656  1893  1894  1896  1898  2142  2143
  2144      41015 35350
4
100 200 300 400
EOD
# Npluto undrained consolidation triangle/def-2
DUMPS
CALCUL
3 0.0005
ADAPT
MATERIAL
6
24000 0.2 0 0 1 1E6
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 485 2144 2 0.0
35350 41092 41015 2 -0.0020
EOD
NODES
485 1 0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 485 2144 2 0.0
35350 41092 41015 2 -0.000025
EOD
NODES
485 1 0
EOD
ENDS
98
DUMP
END
STOP

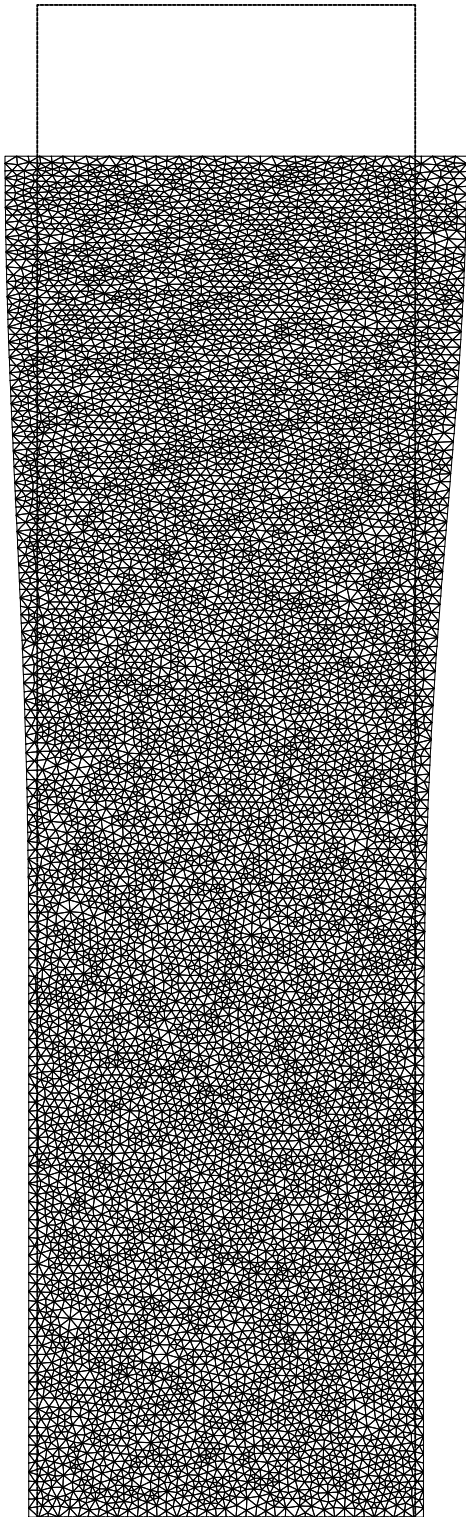
```



1

triangle test MC consolidation
 QPLUTO type 2 triangle/con-2

HISTORY PLOT



node 41015 max 0.473E-02

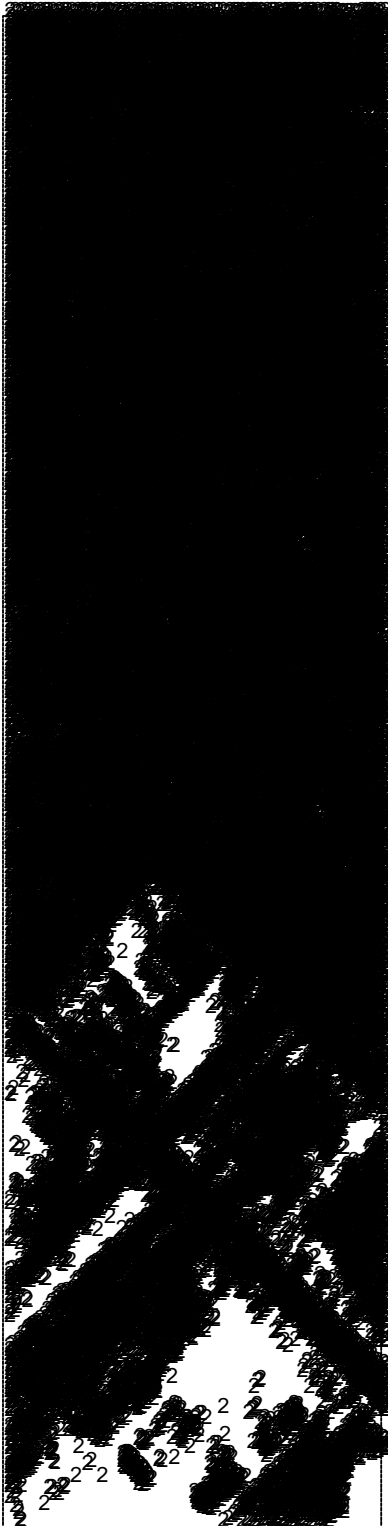
Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-2

DEFORMED MESH

STEP 100

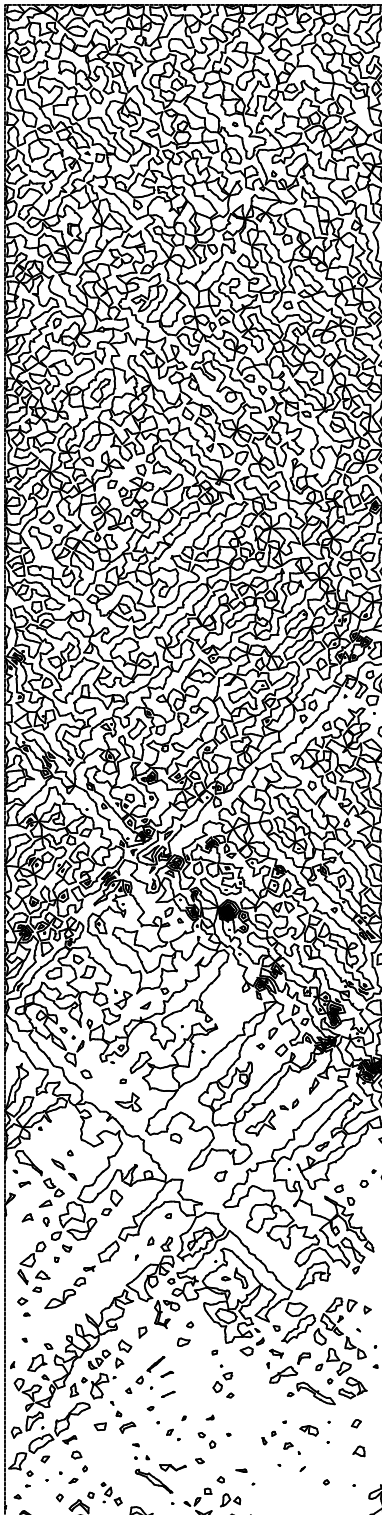
2



Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-2

PLASTICITY STEP 100

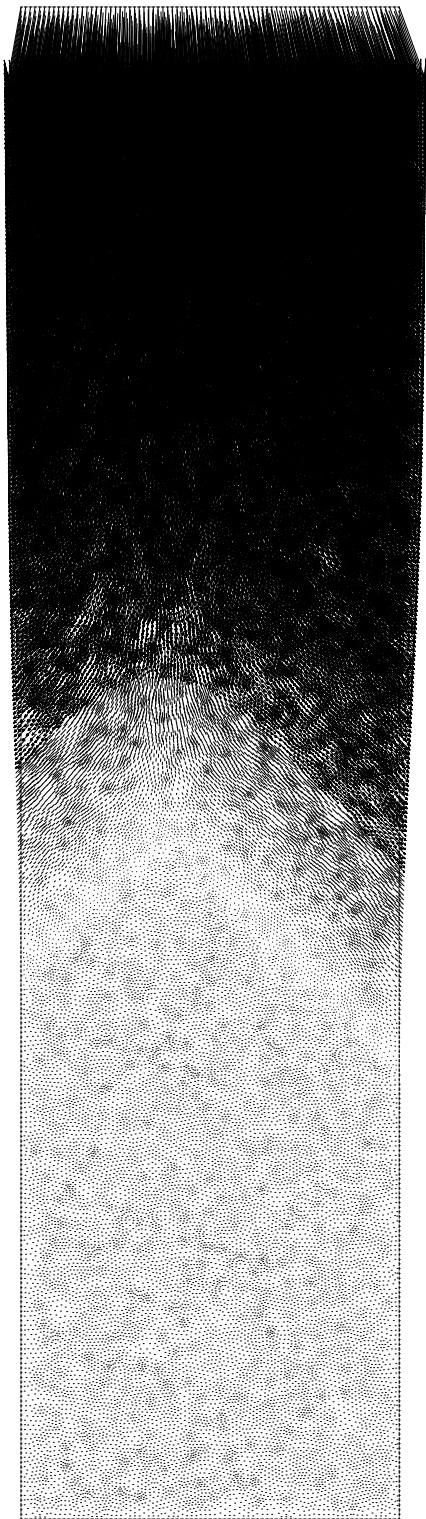


min.value 0.9835E+00 max.value 0.9837E+00

Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-2

ISOLINEPLOT STEP 100



node 41015 max 0.266E-04

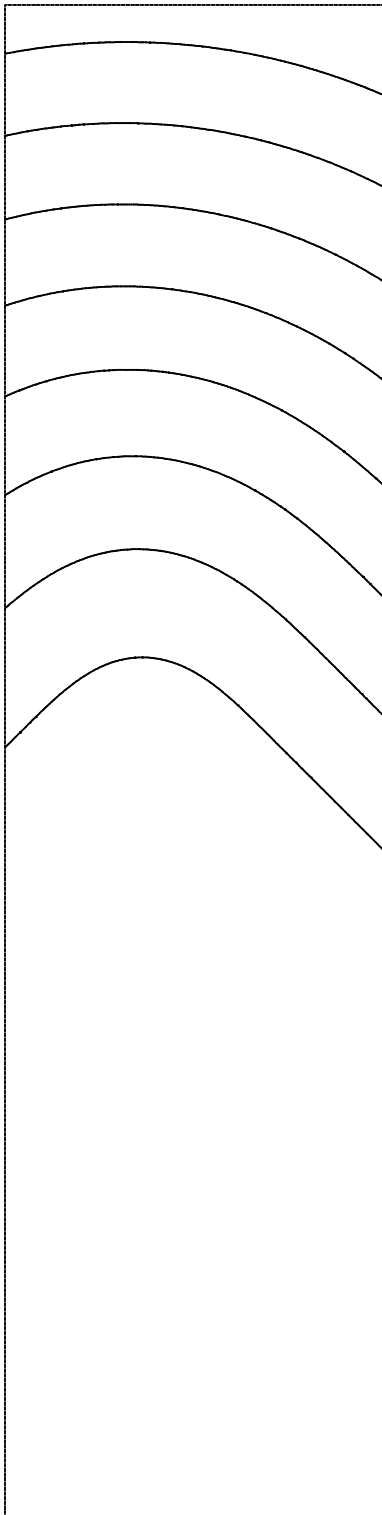
Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-2

INCREMENTS

STEP 100

5



min.value 0.0000E+00 max.value 0.2660E-04

Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-2

ISOLINEPLOT

STEP 100

6

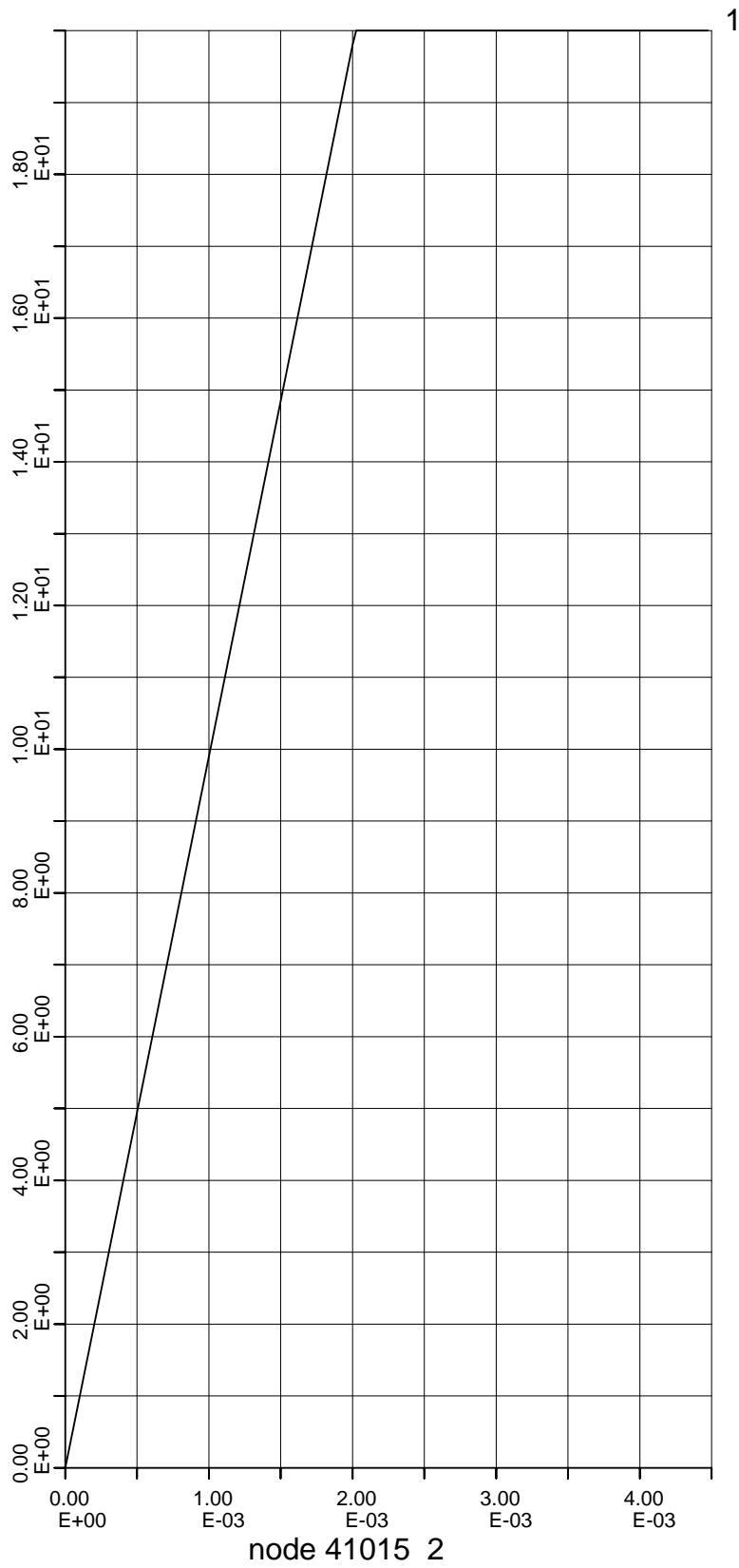
1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

tr-con-c (triangle/con-2)

```

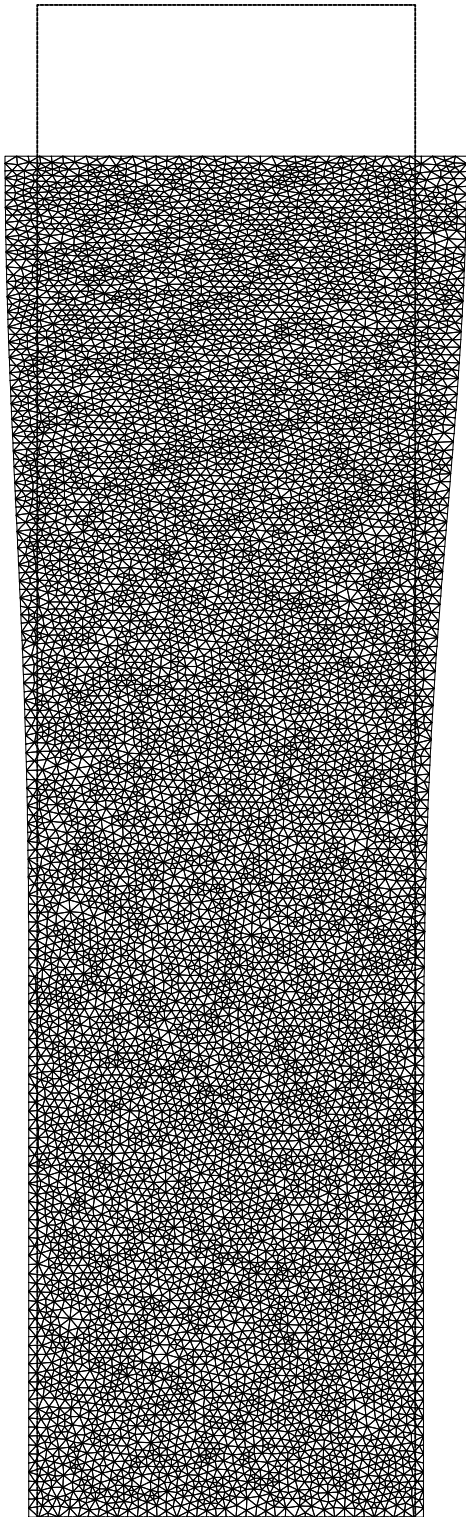
START
QPLUTO
CONSOLIDATION
PLANE
STRUCTURE
3 2 2 3
EOD
HISTORY
83
    1  2  8  6  9  11  35  37  42  44
    87 88 90 92 101 102 104 106 169 170
    172 174 245 246 248 250 333 334 337 339
    458 457 460 462 466 465 468 470 478 479
    485 487 515 516 518 520 660 661 755 757
    955 956 989 991 1190 1191 1206 1208 1417 1418
    1421 1423 1631 1632 1634 1636 1640 1641 1643 1645
    1651 1652 1654 1656 1893 1894 1896 1898 2142 2143
    2144      41015 35350
4
100 200 300 400
EOD
# Qpluto undrained consolidation triangle/con-2
NODUMPS
CALCUL
5 0.0005
SYMMETRIC
ADAPT
TRANSIENT
TIMESTEP
0
MATERIAL
9
1 1 1 1E-6 24000 0.2 0 0 1
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 485 2144 2 0.0
35350 41092 41015 2 -0.0020
EOD
NODES
485 1 0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 485 2144 2 0.0
35350 41092 41015 2 -0.000025
EOD
NODES
485 1 0
EOD
ENDS
98
DUMP
END
STOP

```



1

triangle test MC consolidation
 QPLUTO type 2 triangle/con-2
HISTORY PLOT



node 41015 max 0.473E-02

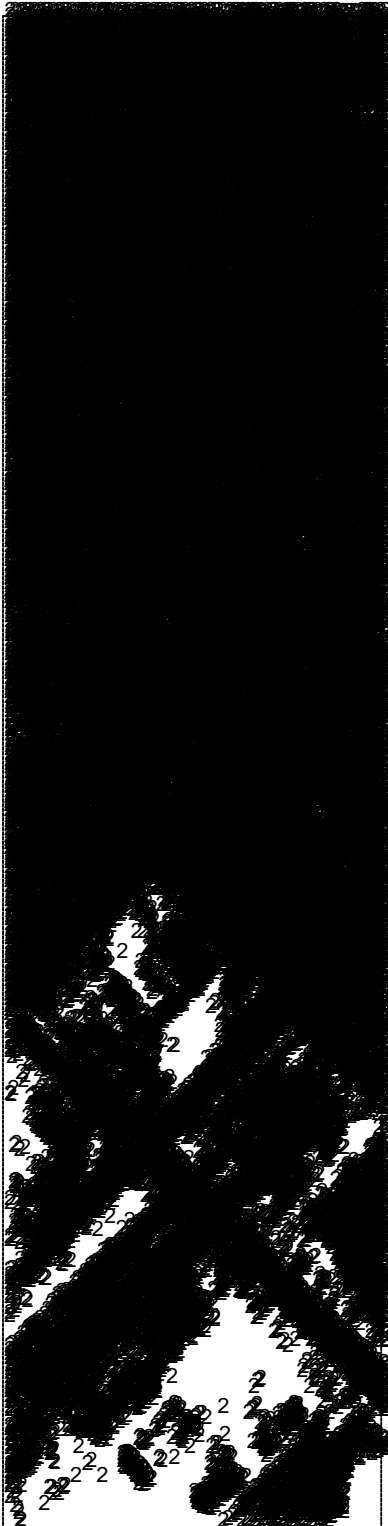
Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-2

DEFORMED MESH

STEP 100

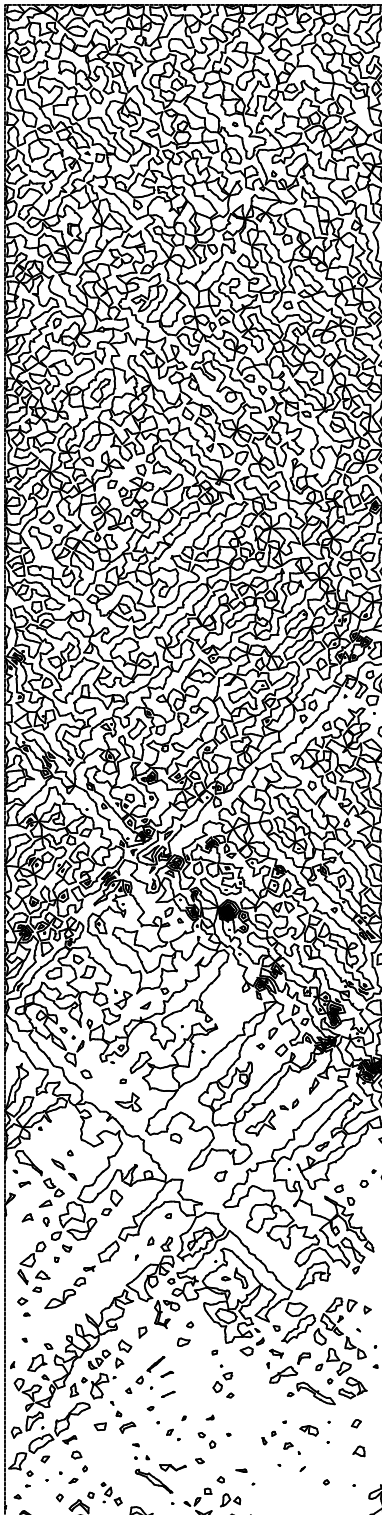
2



Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-2

PLASTICITY STEP 100

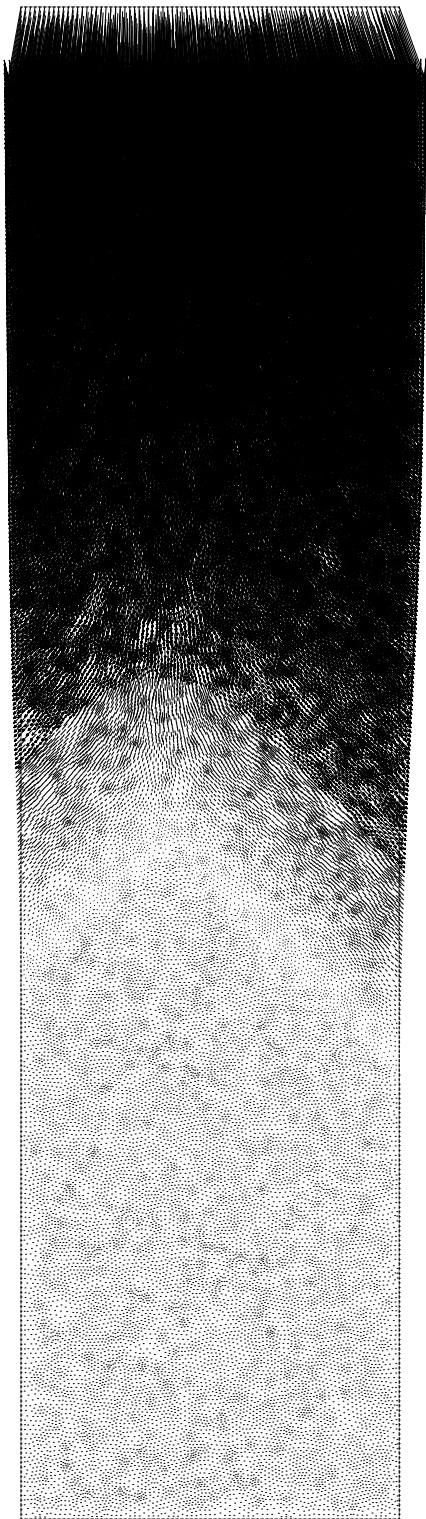


min.value 0.9835E+00 max.value 0.9837E+00

Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-2

ISOLINEPLOT STEP 100



node 41015 max 0.266E-04

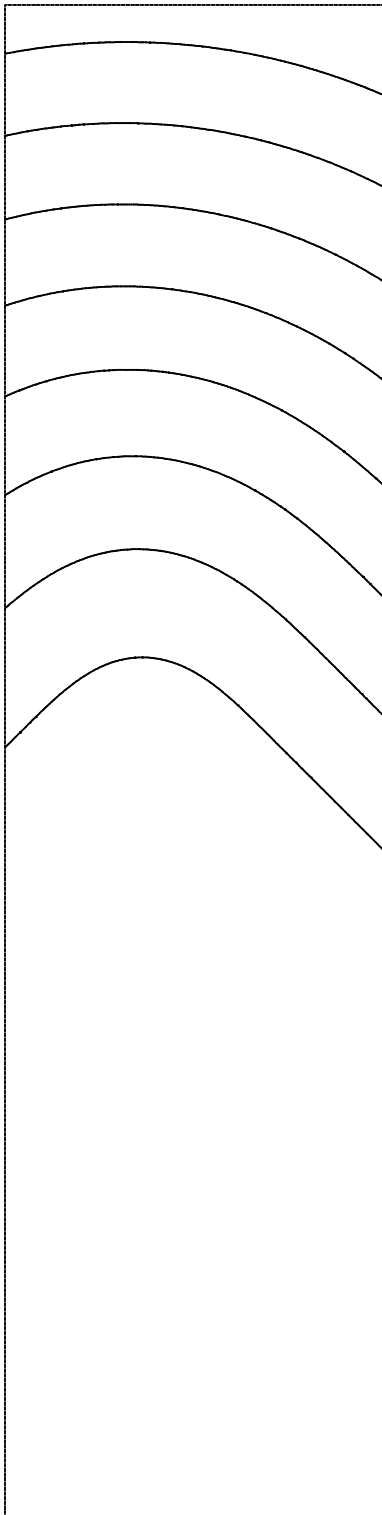
Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-2

INCREMENTS

STEP 100

5



min.value 0.0000E+00 max.value 0.2660E-04

Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-2

ISOLINEPLOT

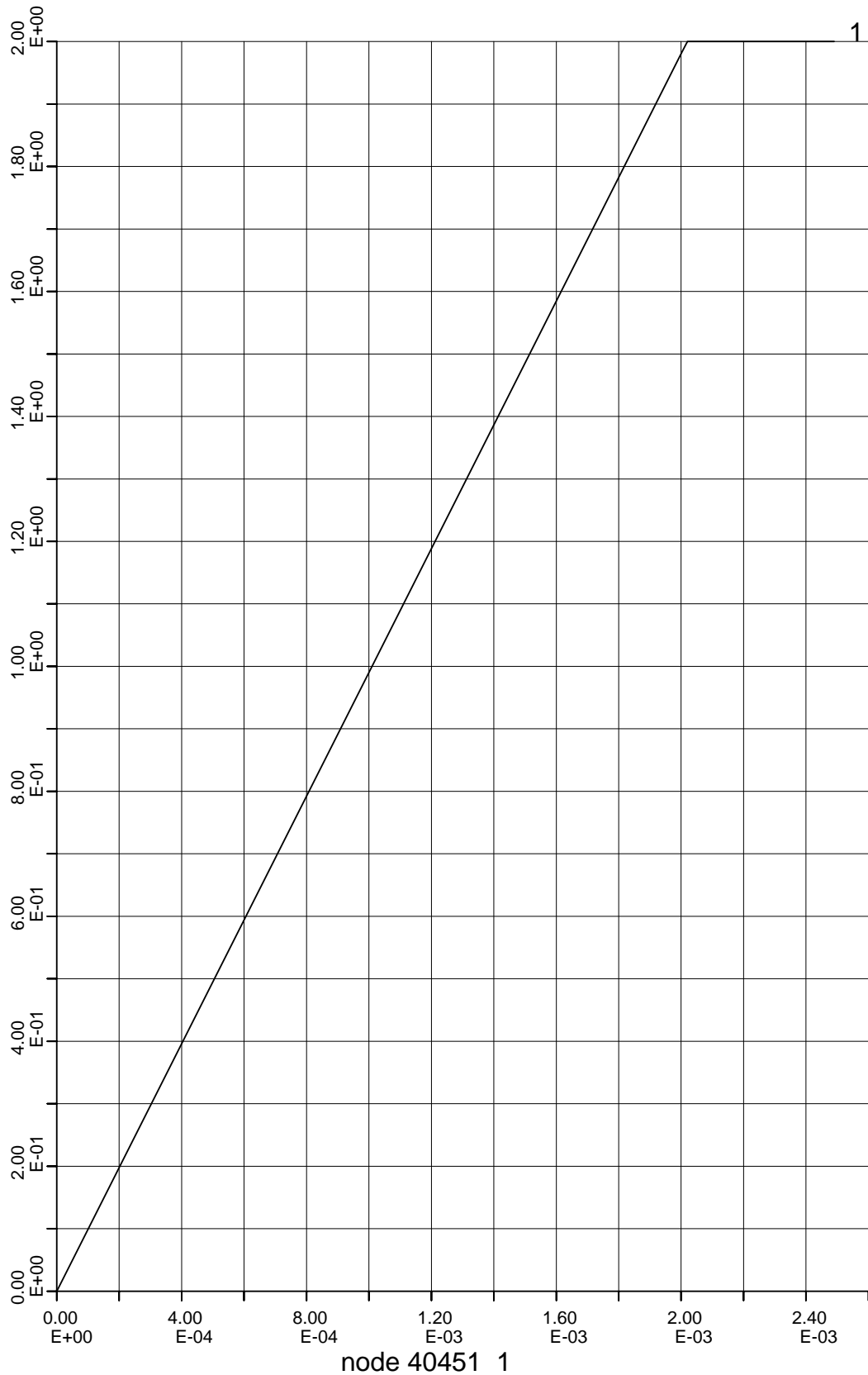
STEP 100

sq-def-c (square/def-8)

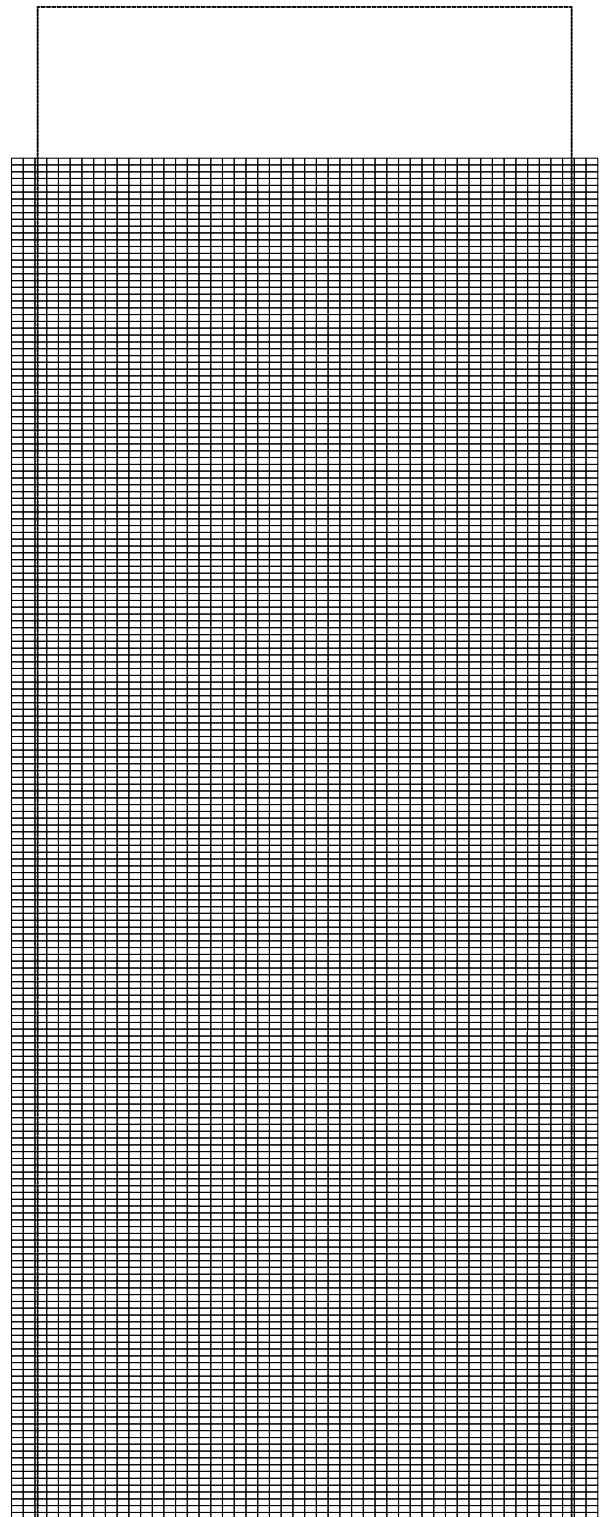
```

START
NPLUTO
DEFORMATION
PLANE
STRUCTURE
4 3 102 3
EOD
HISTORY
104
      1      2      3      4      5      6      7      8      9
10    11    12    13    14    15    16    17    18    19
20    21    22    23    24    25    26    27    28    29
30    31    32    33    34    35    36    37    38    39
40    41    42    43    44    45    46    47    48    49
50    51    52    53    54    55    56    57    58    59
60    61    62    63    64    65    66    67    68    69
70    71    72    73    74    75    76    77    78    79
80    81    82    83    84    85    86    87    88    89
90    91    92    93    94    95    96    97    98    99
100   101   40451 40401 40501
4
100 200 300 400
EOD
# Npluto undrained square/def-8
NODUMPS
CALCUL
5 0.001
ASYMMETRIC
ADAPT
MATERIALPARAMETERS
6
24000D0 0.2D0 0D0 0D0 1.D0 1E6
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0D0
40401 40402 40501 1 -0.0020D0
EOD
NODES
51 2 0D0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0D0
40401 40402 40501 1 -0.00001
EOD
NODES
51 2 0D0
EOD
ENDS
48
DUMP
END
STOP

```



square test MC deformation
NPLUTO square/def-8
HISTORY PLOT



node 40401 max 0.253E-02

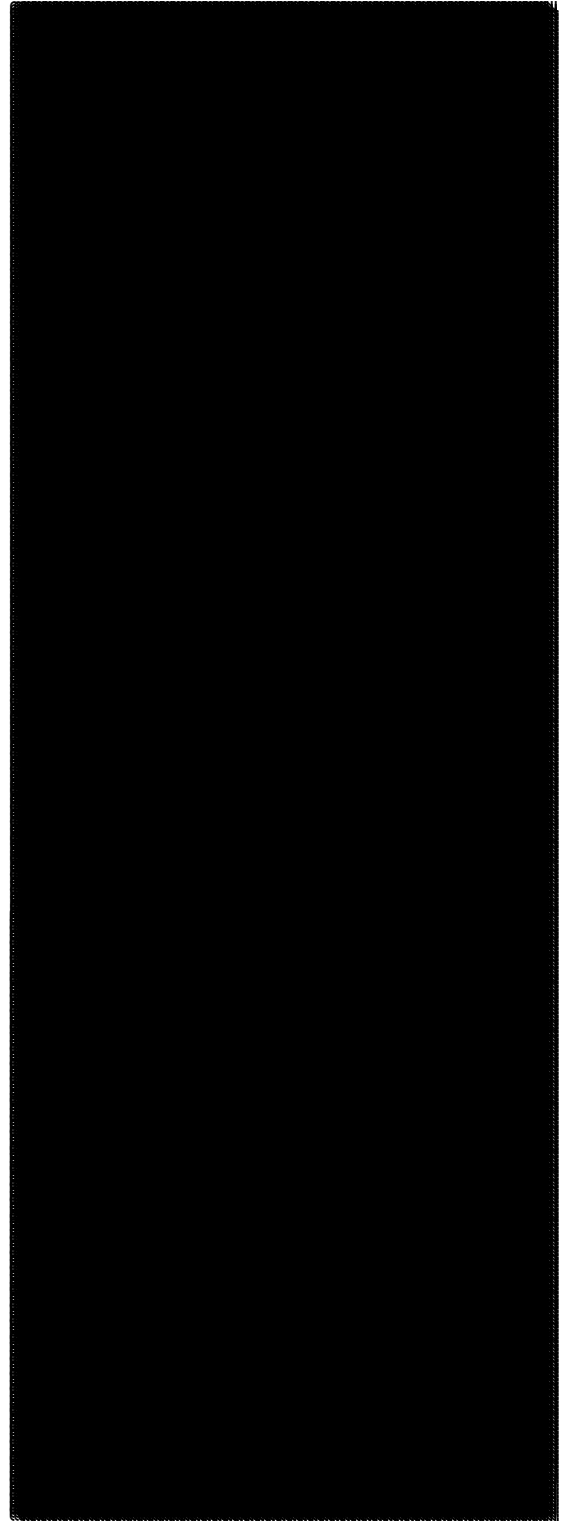
Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-8

DEFORMED MESH

STEP 50

2



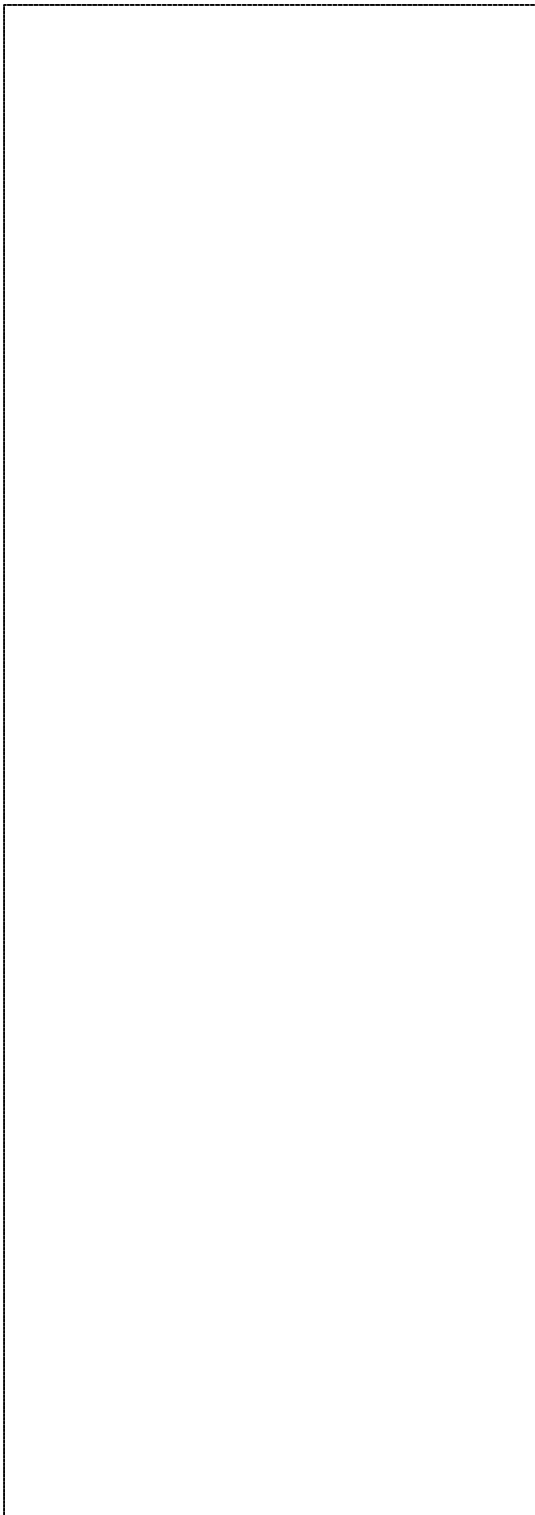
Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-8

PLASTICITY

STEP 50

3



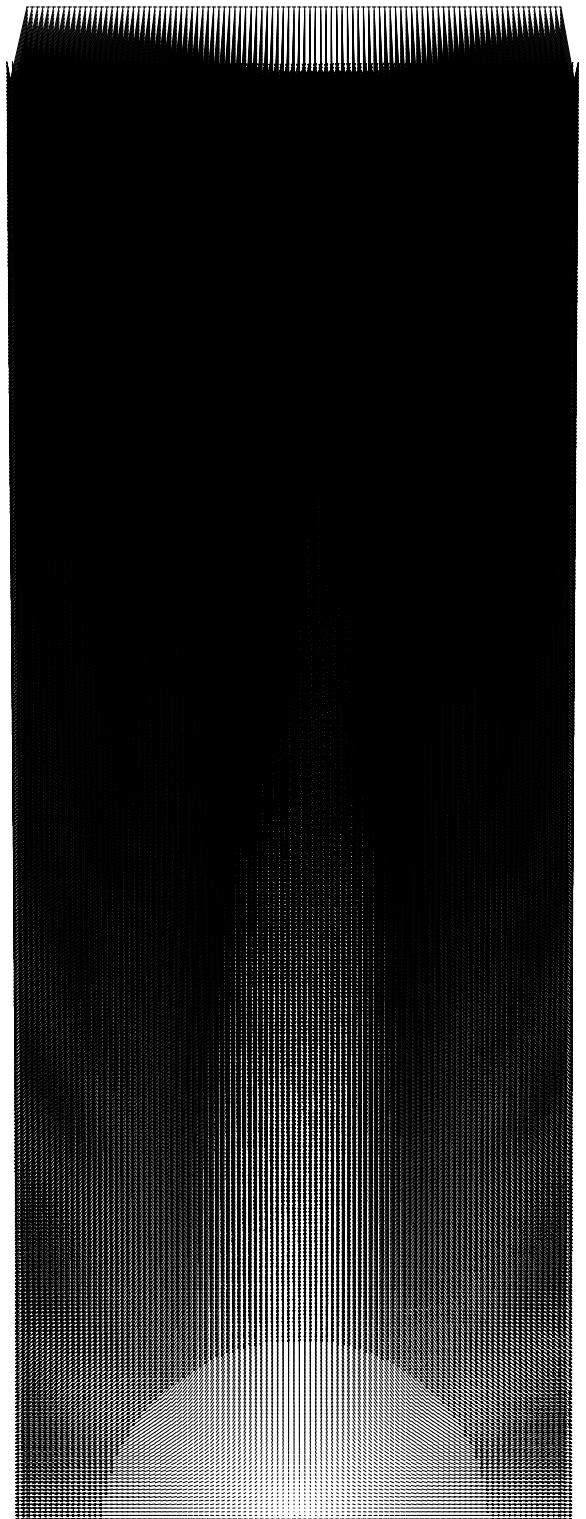
min.value -0.9836E+00 max.value-0.9836E+00

Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-8

ISOLINEPLOT

STEP 50



node 40501 max 0.103E-04

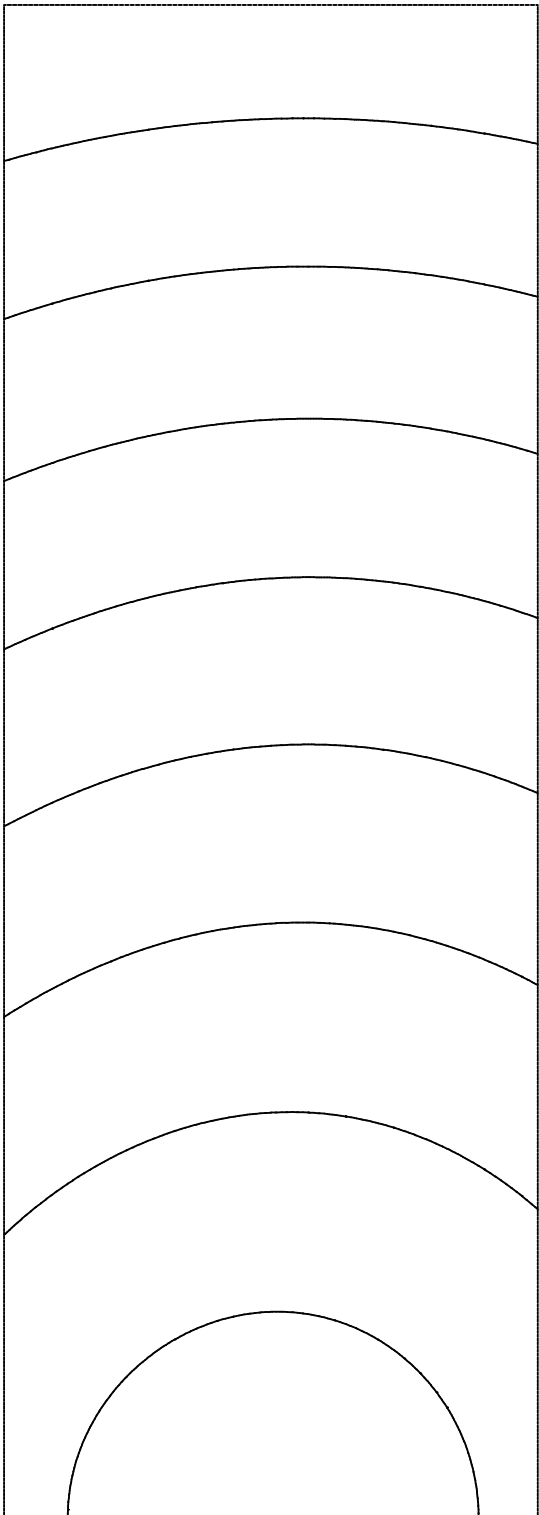
Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-8

INCREMENTS

STEP 50

5



Schaal 1:200

min.value 0.0000E+00 max.value 0.1026E-04

square test MC deformation
NPLUTO square/def-8

ISOLINEPLOT

STEP 50

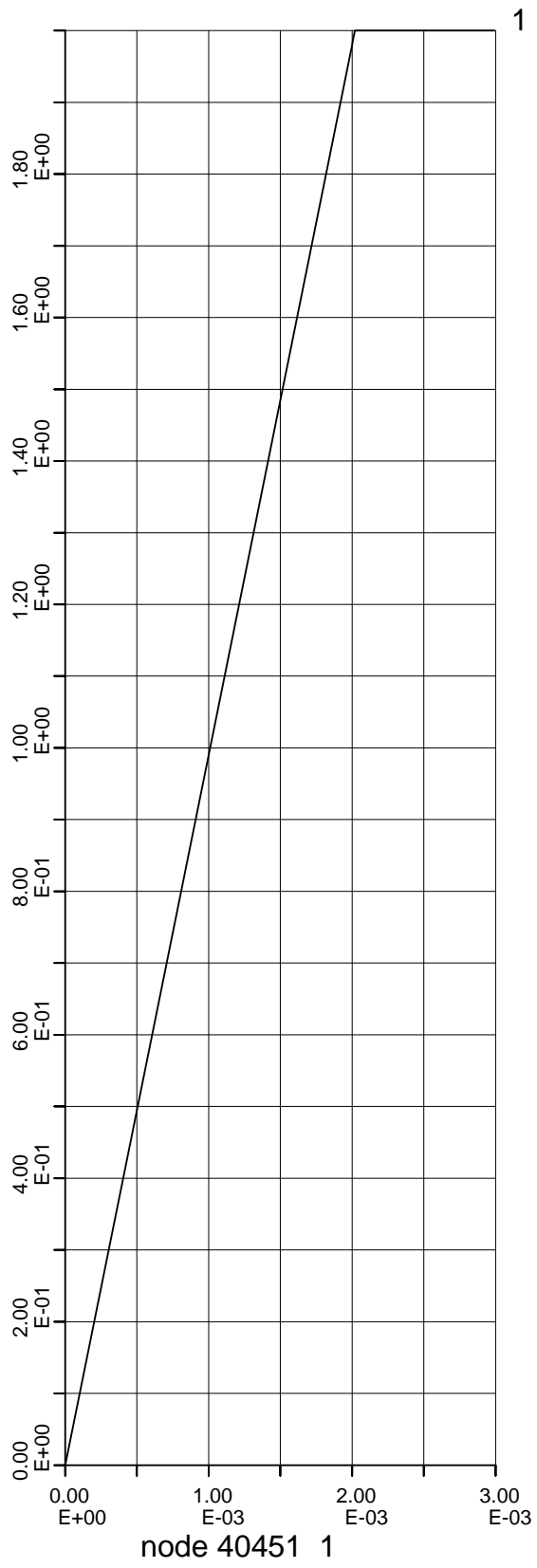
1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

sq-con-c (square/con-6)

```

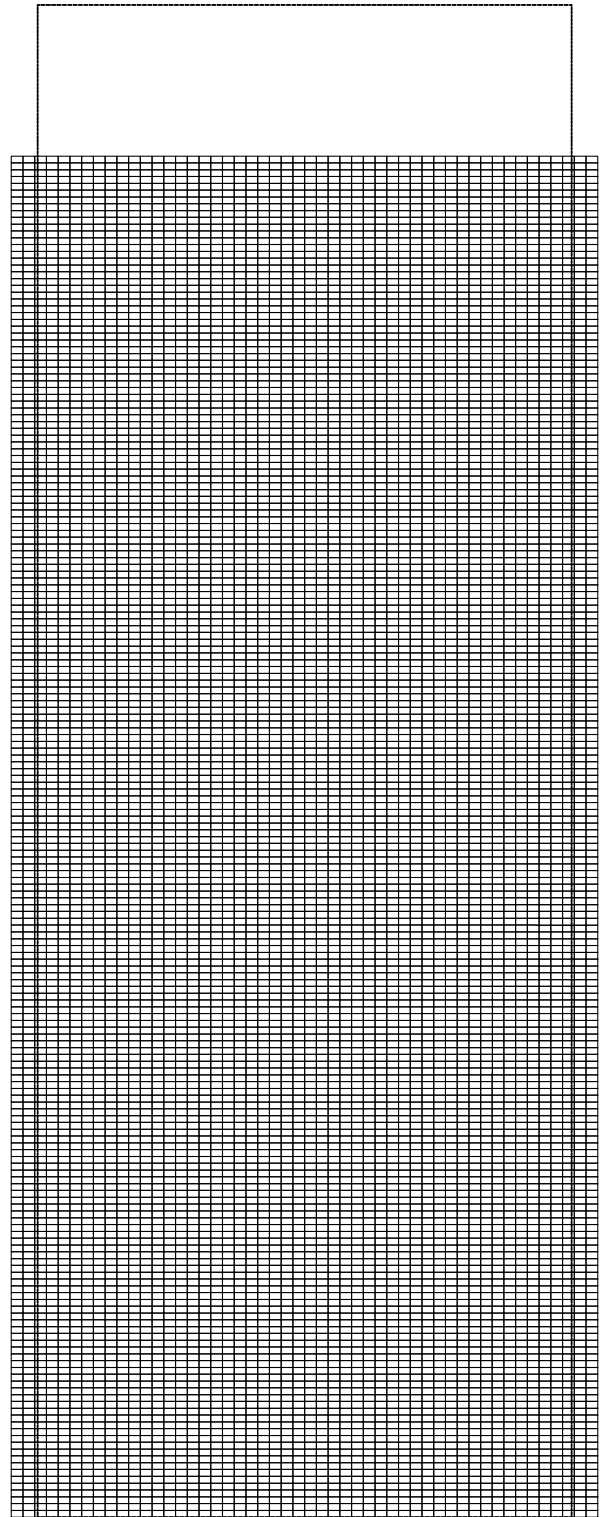
START
QPLUTO
CONSOLIDATION
PLANE
STRUCTURE
4 3 102 3
EOD
HISTORY
102
      1   2   3   4   5   6   7   8   9
10  11  12  13  14  15  16  17  18  19
20  21  22  23  24  25  26  27  28  29
30  31  32  33  34  35  36  37  38  39
40  41  42  43  44  45  46  47  48  49
50  51  52  53  54  55  56  57  58  59
60  61  62  63  64  65  66  67  68  69
70  71  72  73  74  75  76  77  78  79
80  81  82  83  84  85  86  87  88  89
90  91  92  93  94  95  96  97  98  99
100 101      40451
4
100 200 300 400
EOD
# Qpluto consolidation square/con-6
ASYMMETRIC
ADAPT
TRANSIENT
TIMESTEP
0
CALCUL
8 0.001
ADAPT
MATERIALPARAMETERS
9
1 1 1 1E-6 24000 0.2 0D0 0D0 1.D0
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0
40401 40402 40501 1 -0.0020
EOD
NODES
51 2 0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0
40401 40402 40501 1 -0.00001
EOD
NODES
51 2 0
EOD
ENDS
98
DUMP
END

```



square test MC consolidation
 QPLUTO square square/con-6

HISTORY PLOT



node 40401 max 0.304E-02

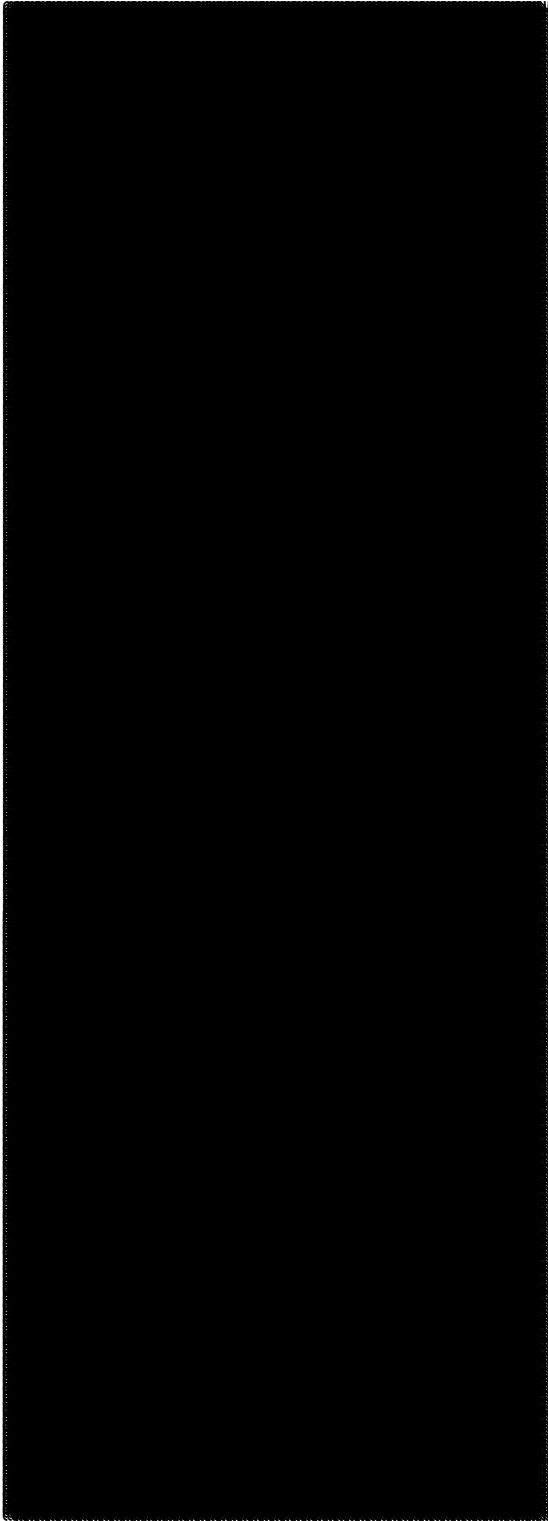
Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-6

DEFORMED MESH

STEP 100

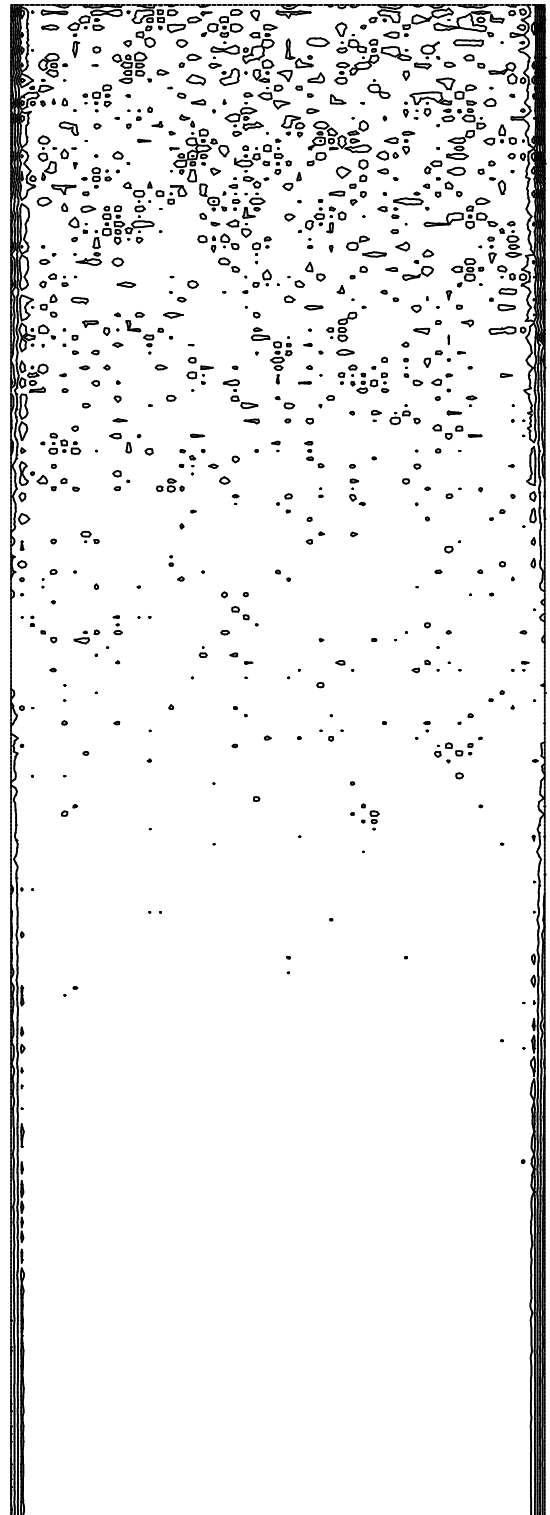
2



Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-6

PLASTICITY STEP 100

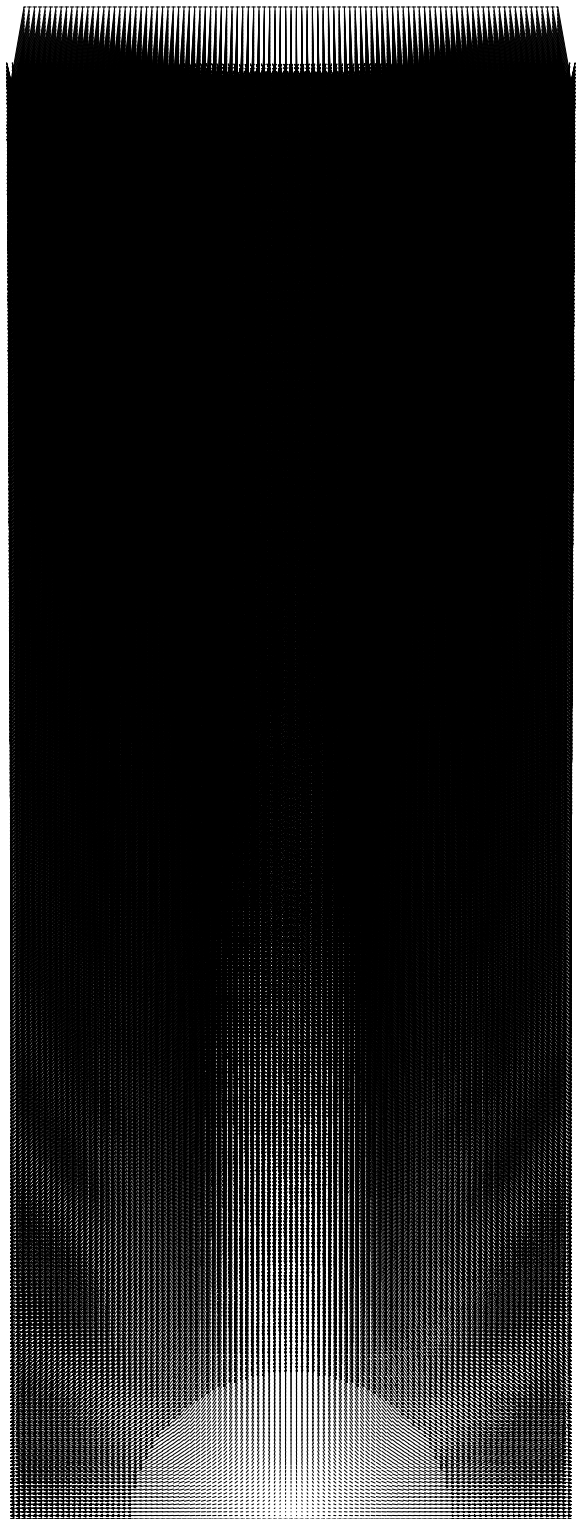


Schaal 1:200

min.value 0.9836E+00 max.value 0.9836E+00

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-6

ISOLINEPLOT STEP 100



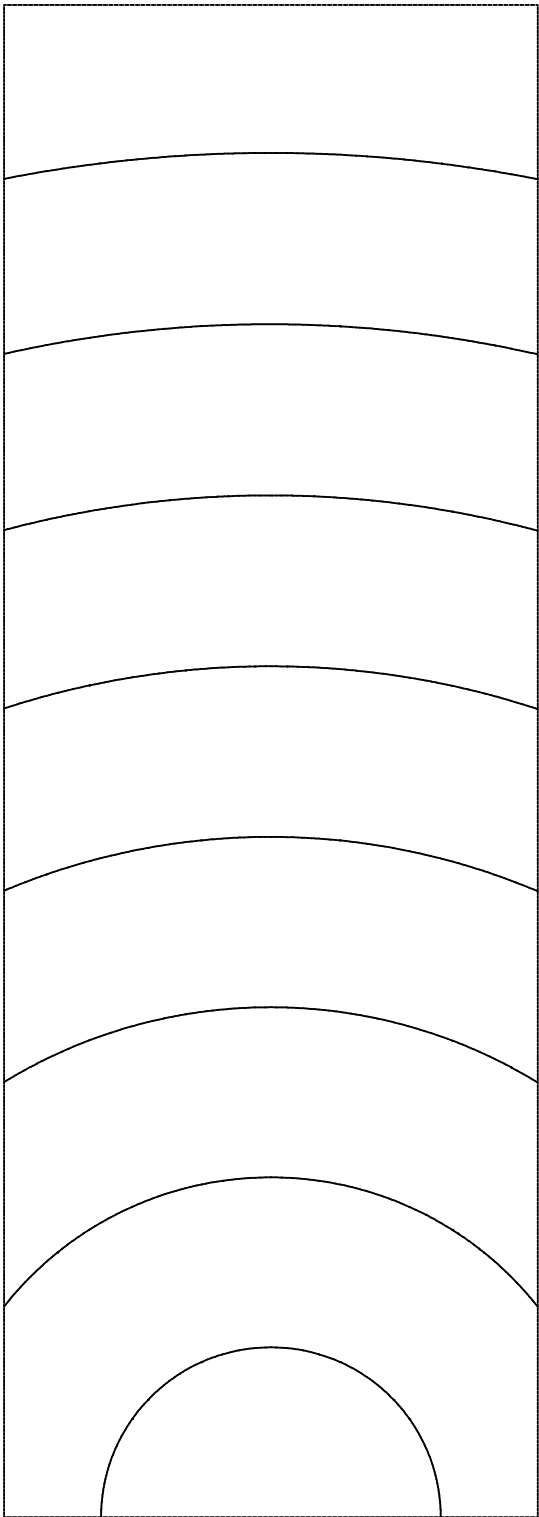
node 40401 max 0.102E-04

Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-6

INCREMENTS STEP 100

5



Schaal 1:200

min.value 0.0000E+00 max.value 0.1015E-04

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-6

ISOLINEPLOT STEP 100

STOP

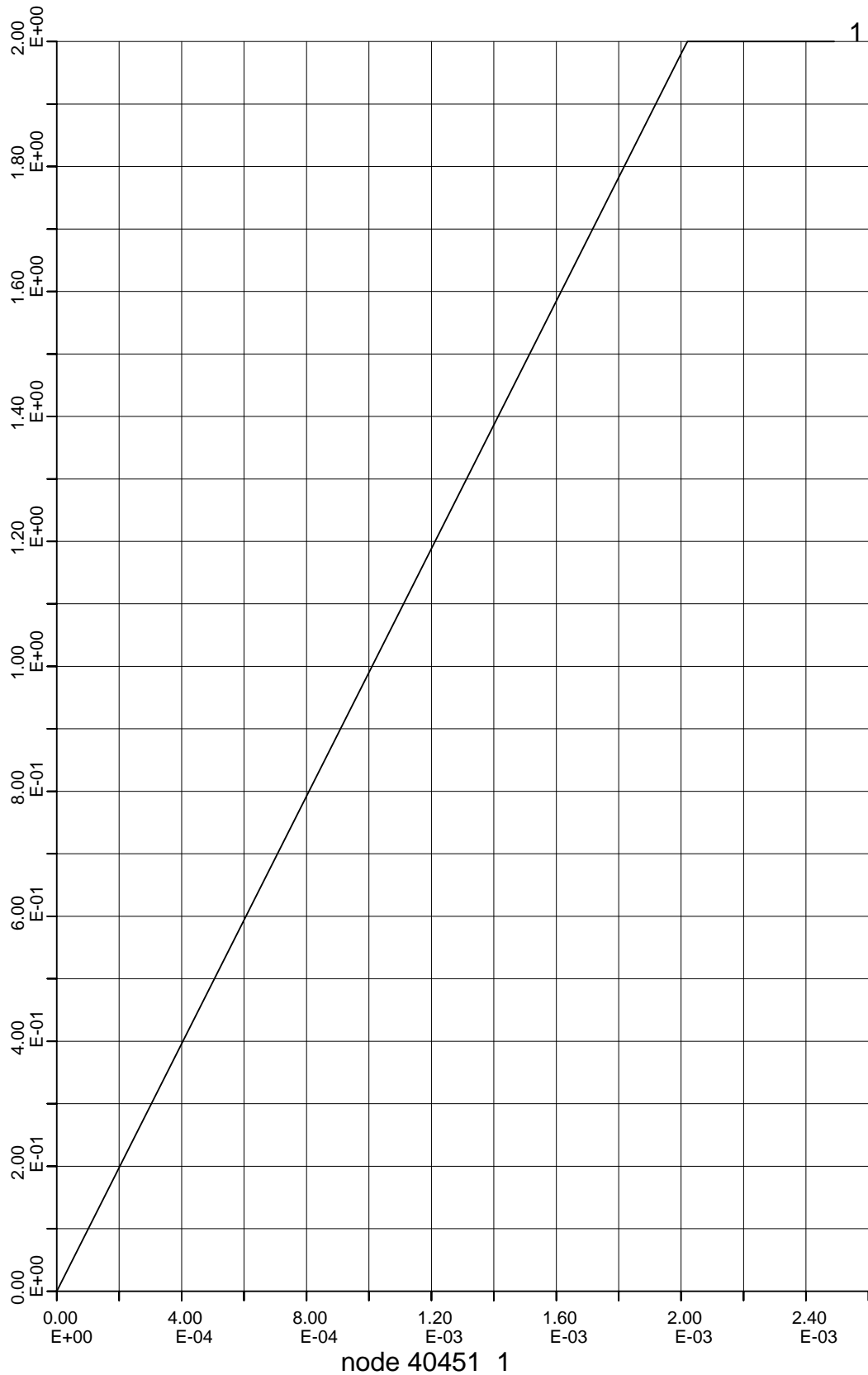
1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

sq-def-c-weak (square/def-5)

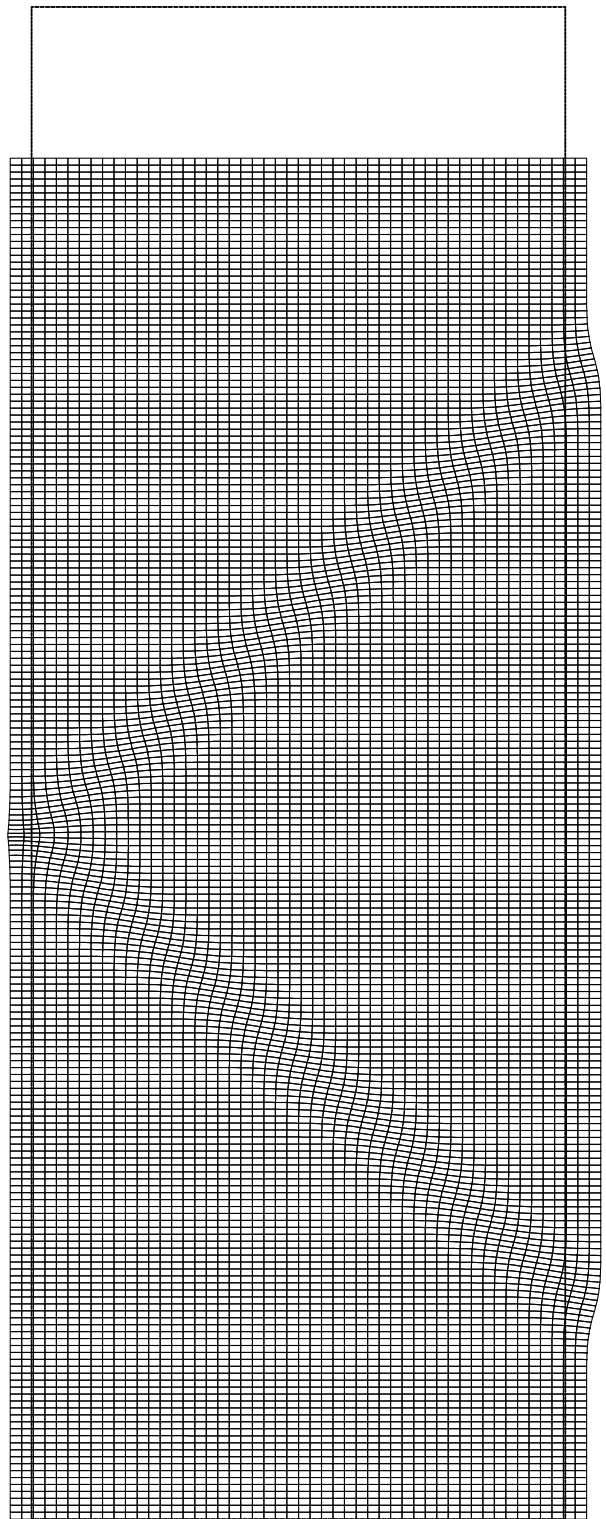
```

START
NPLUTO
DEFORMATION
PLANE
STRUCTURE
4 3 102 3
4 3 102 3
4 3 102 3
EOD
HISTORY
104
      1    2    3    4    5    6    7    8    9
10  11  12  13  14  15  16  17  18  19
20  21  22  23  24  25  26  27  28  29
30  31  32  33  34  35  36  37  38  39
40  41  42  43  44  45  46  47  48  49
50  51  52  53  54  55  56  57  58  59
60  61  62  63  64  65  66  67  68  69
70  71  72  73  74  75  76  77  78  79
80  81  82  83  84  85  86  87  88  89
90  91  92  93  94  95  96  97  98  99
100 101 40451 40401 40501
4
100 200 300 400
EOD
# Npluto undrained square/def-5
NODUMPS
CALCUL
5 0.001
ADAPT
MATERIALPARAMETERS
6
24000D0 0.2D0 0D0 0D0 1D0 1E6
24000D0 0.2D0 0D0 0D0 0.99D0 1E6
24000D0 0.2D0 0D0 0D0 1D0 1E6
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0D0
40401 40402 40501 1 -0.0020D0
EOD
NODES
51 2 0D0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0D0
40401 40402 40501 1 -0.00001
EOD
NODES
51 2 0D0
EOD
ENDS
48
DUMP
END

```



square test MC deformation
 NPLUTO square/def-5
HISTORY PLOT



node 40501 max 0.251E-02

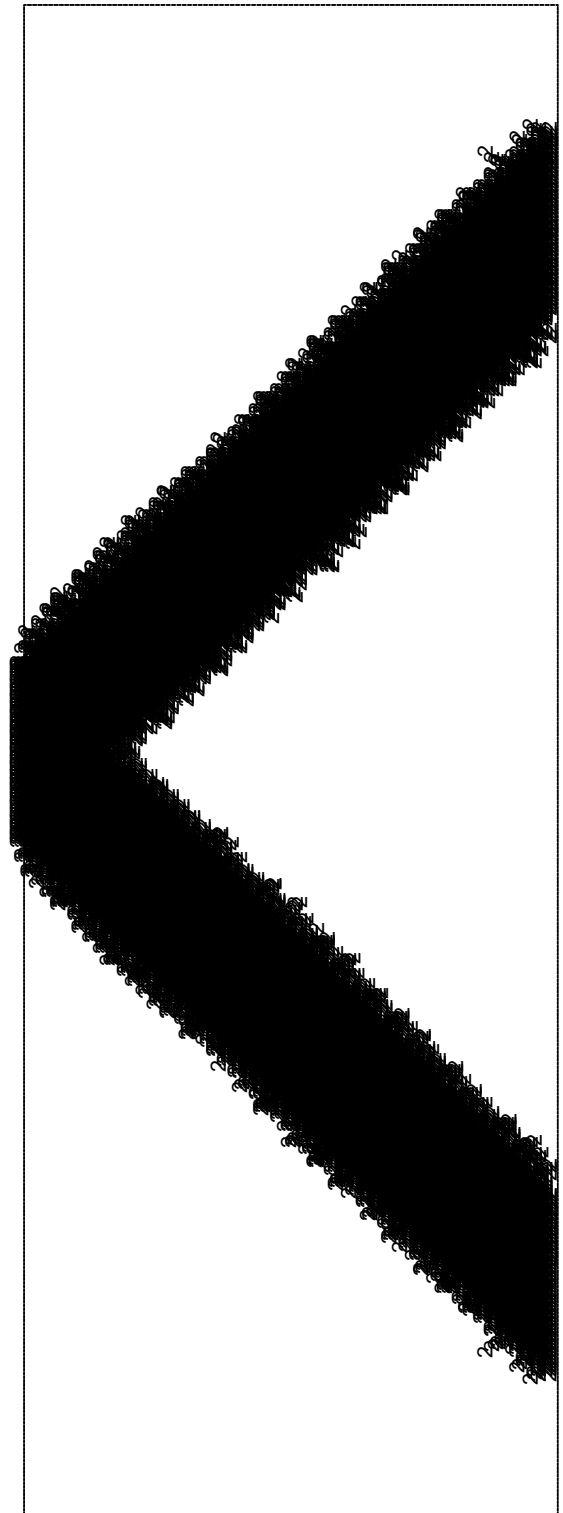
Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-5

DEFORMED MESH

STEP 50

2



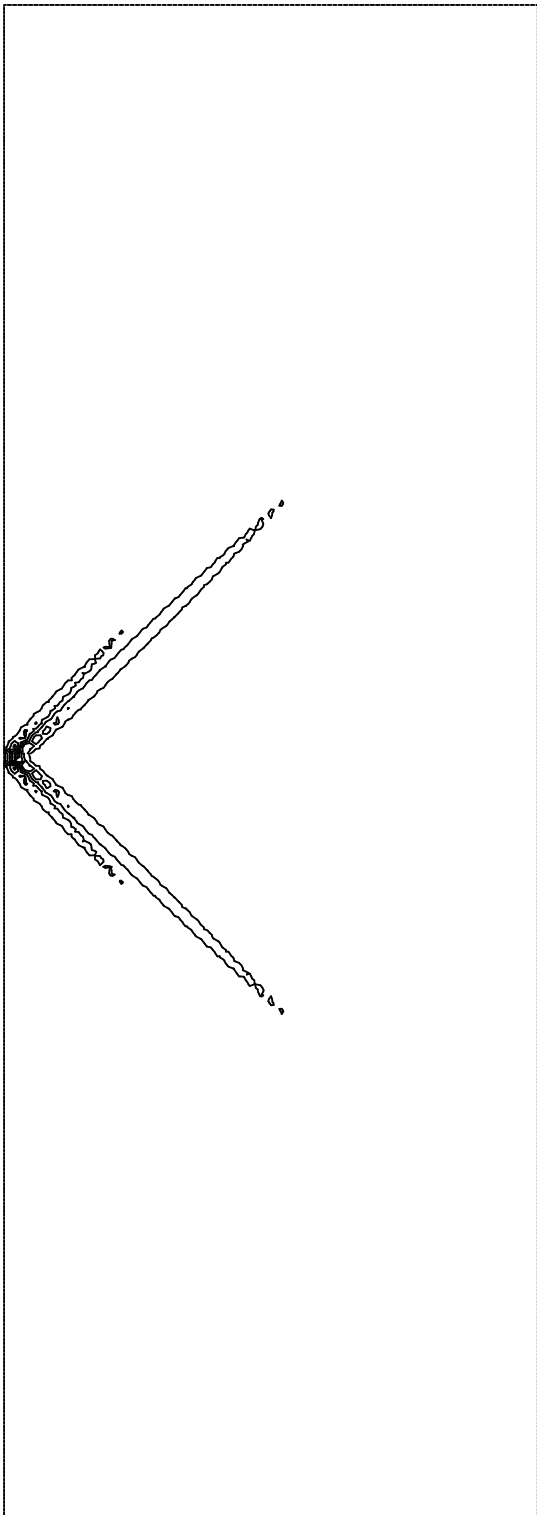
Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-5

PLASTICITY

STEP 50

3



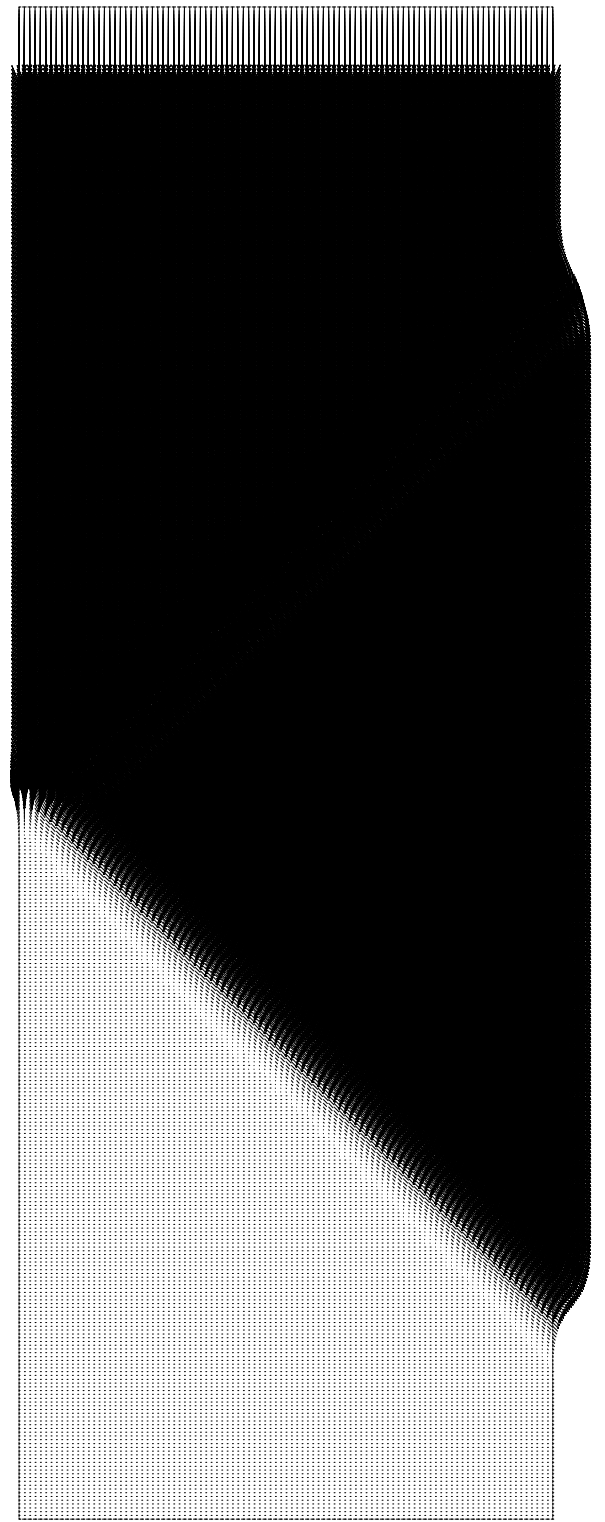
Schaal 1:200

min.value -0.9954E+00 max.value-0.9756E+00

square test MC deformation
NPLUTO square/def-5

ISOLINEPLOT

STEP 50



node 33359 max 0.100E-04

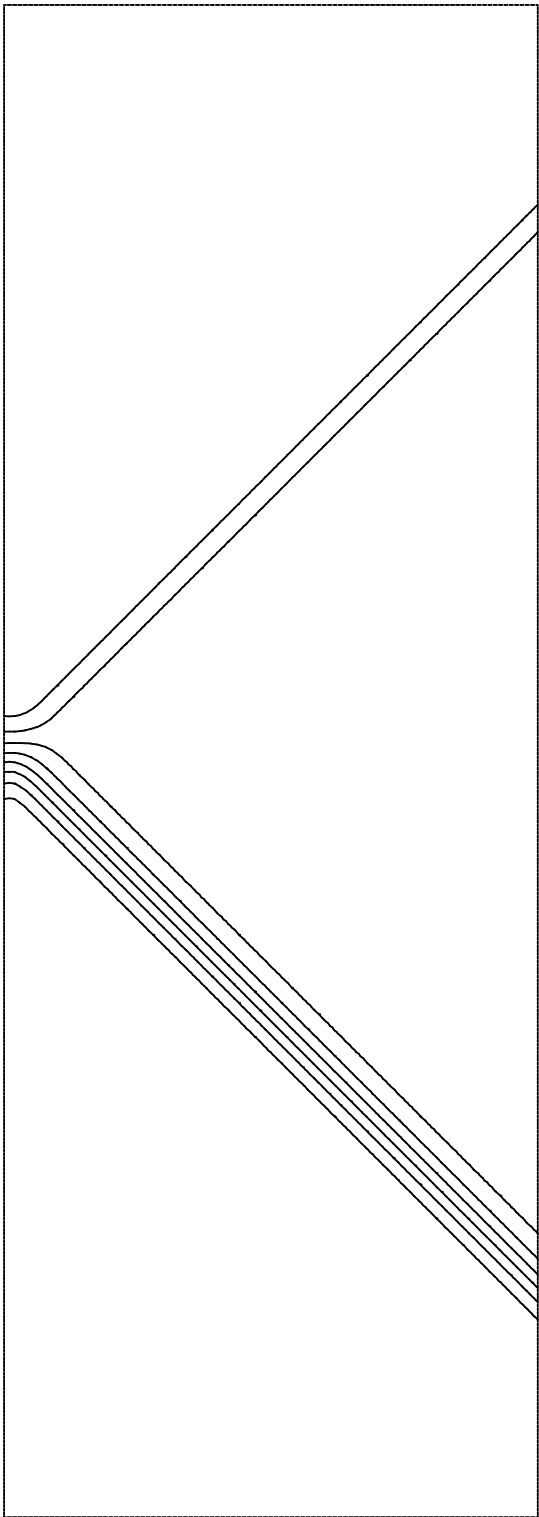
Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-5

INCREMENTS

STEP 50

5



Schaal 1:200

min.value 0.0000E+00 max.value 0.1000E-04

square test MC deformation
NPLUTO square/def-5

ISOLINEPLOT

STEP 50

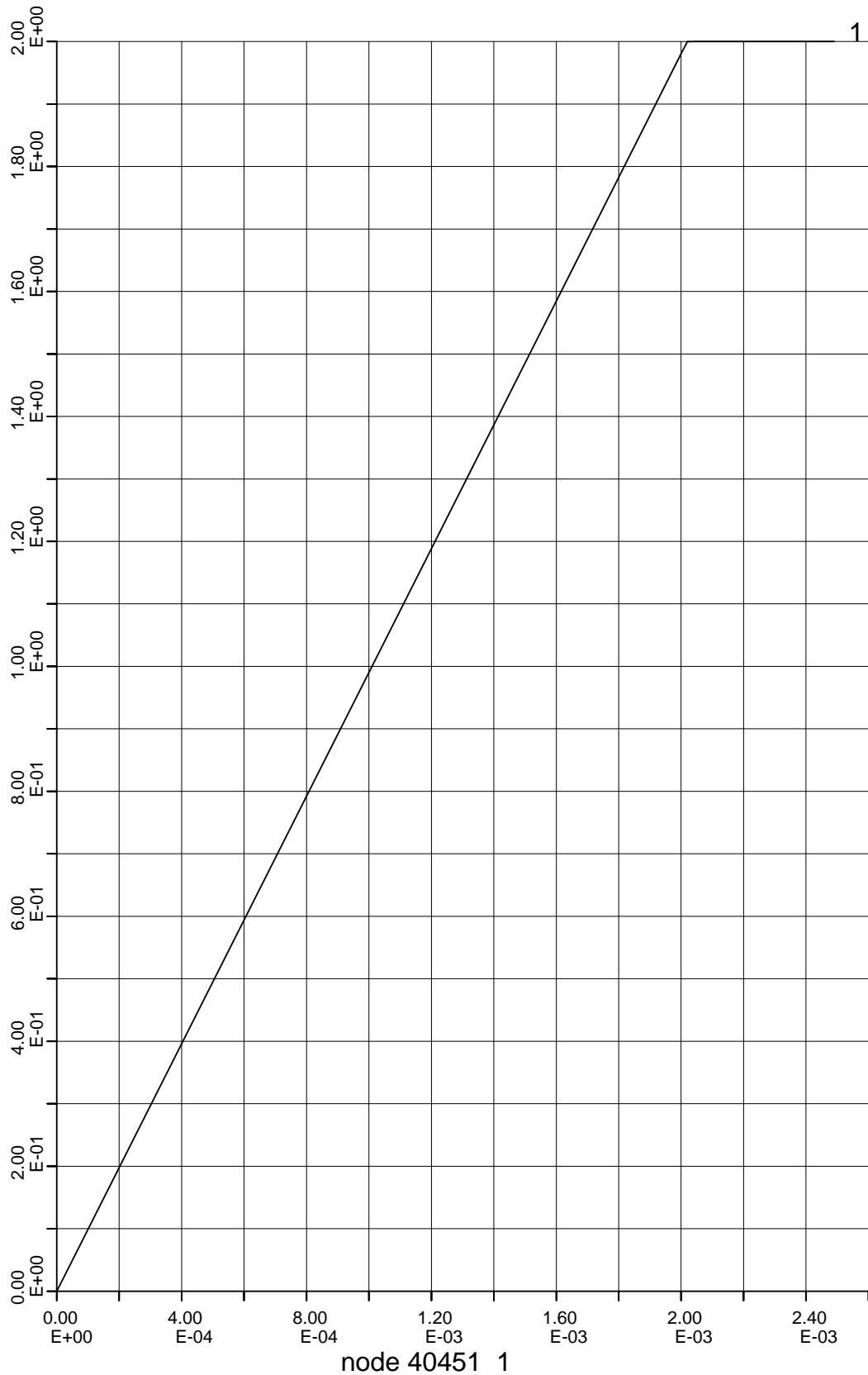
STOP

sq-con-c-weak (square/con-3)

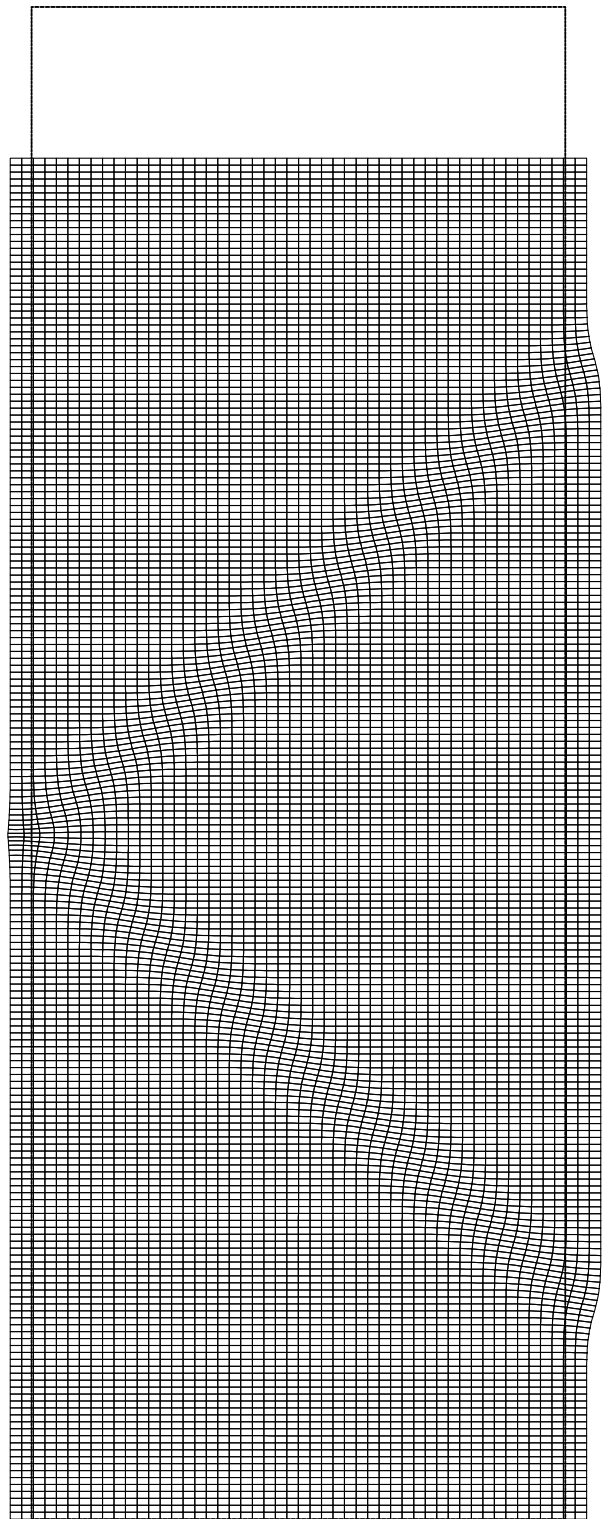
```

START
QPLUTO
CONSOLIDATION
PLANE
STRUCTURE
4 3 102 3
4 3 102 3
4 3 102 3
EOD
HISTORY
102
      1    2    3    4    5    6    7    8    9
10  11  12  13  14  15  16  17  18  19
20  21  22  23  24  25  26  27  28  29
30  31  32  33  34  35  36  37  38  39
40  41  42  43  44  45  46  47  48  49
50  51  52  53  54  55  56  57  58  59
60  61  62  63  64  65  66  67  68  69
70  71  72  73  74  75  76  77  78  79
80  81  82  83  84  85  86  87  88  89
90  91  92  93  94  95  96  97  98  99
100 101      40451
4
100 200 300 400
EOD
# Qpluto consolidation square/con-3
ASYMMETRIC
ADAPT
TRANSIENT
TIMESTEP
0
CALCUL
5 0.001
ADAPT
MATERIALPARAMETERS
9
1 1 1 1E-6 24000 0.2 0 0 1
1 1 1 1E-6 24000 0.2 0 0 0.99
1 1 1 1E-6 24000 0.2 0 0 1
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0
40401 40402 40501 1 -0.0020
EOD
NODES
51 2 0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0
40401 40402 40501 1 -0.00001
EOD
NODES
51 2 0
EOD
ENDS

```



square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-3
HISTORY PLOT



node 40401 max 0.251E-02

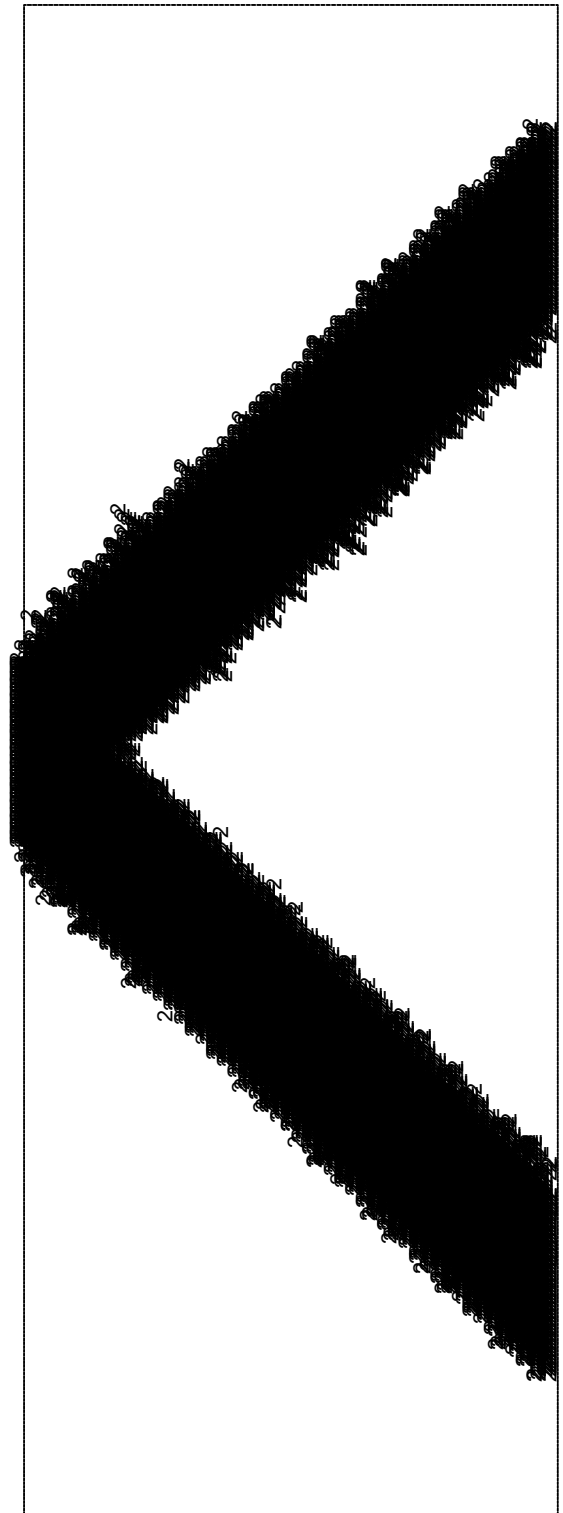
Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-3

DEFORMED MESH

STEP 50

2

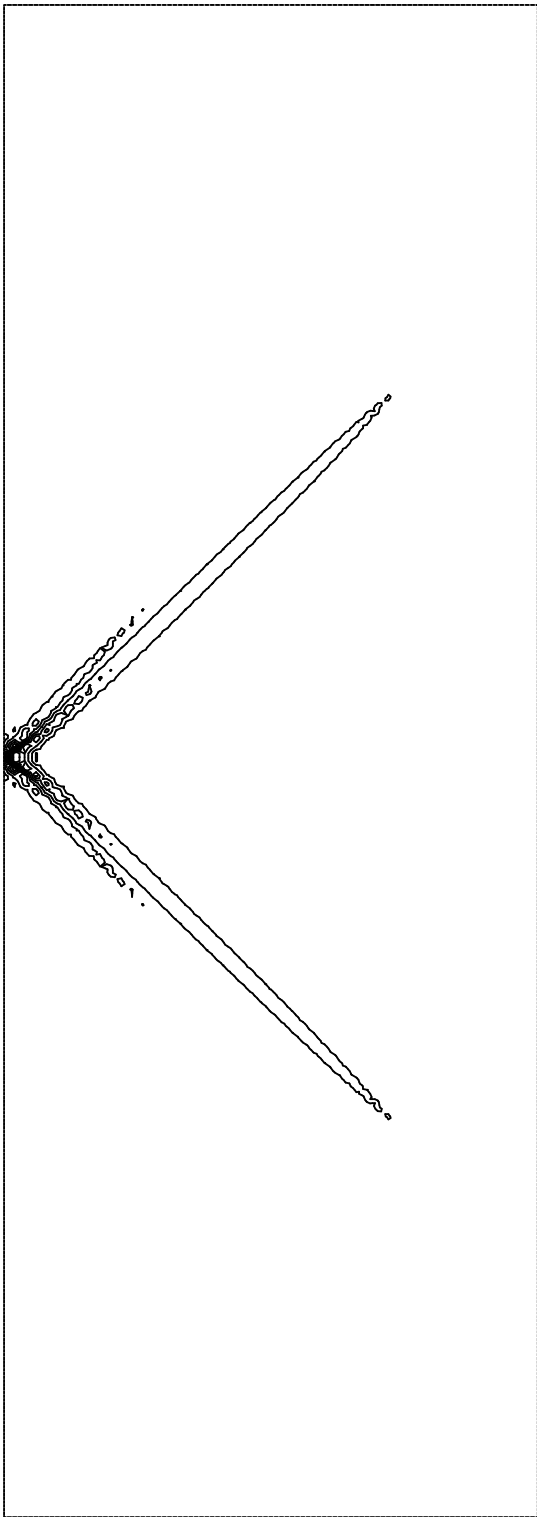


Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-3

PLASTICITY STEP 50

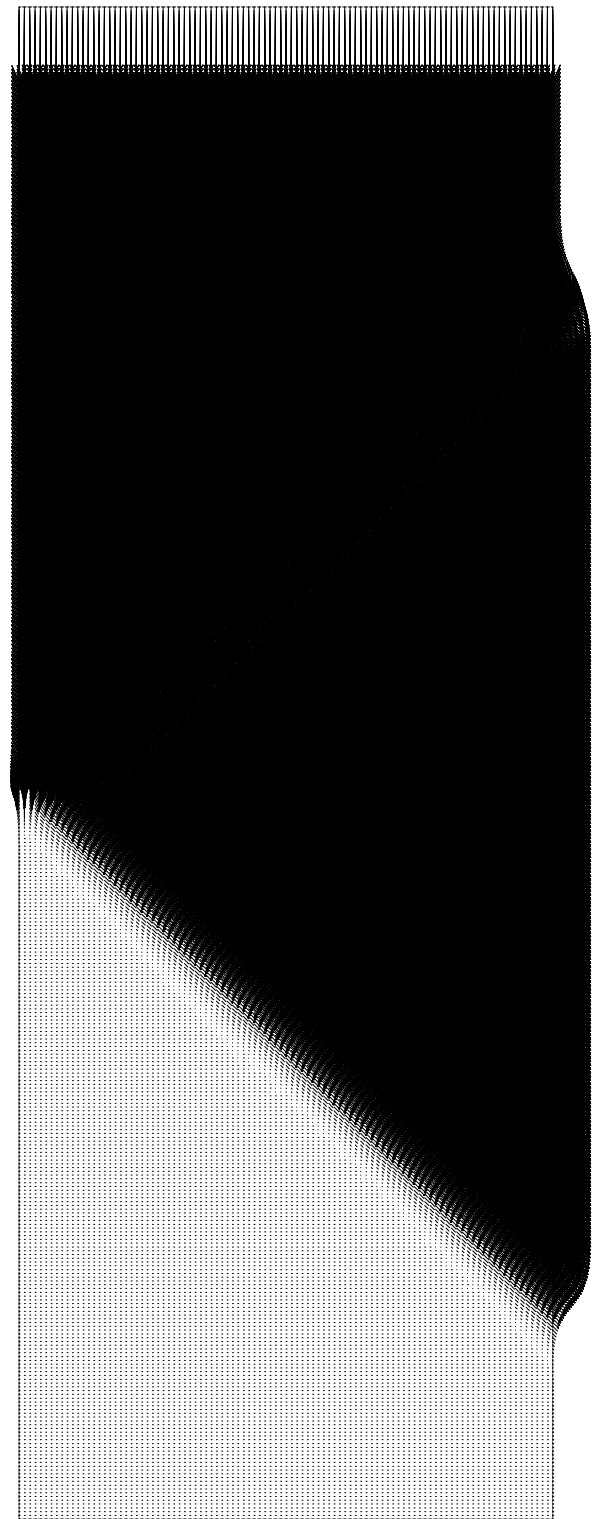
3



Schaal 1:200

min.value 0.9752E+00 max.value 0.9910E+00

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-3



node 31353 max 0.100E-04

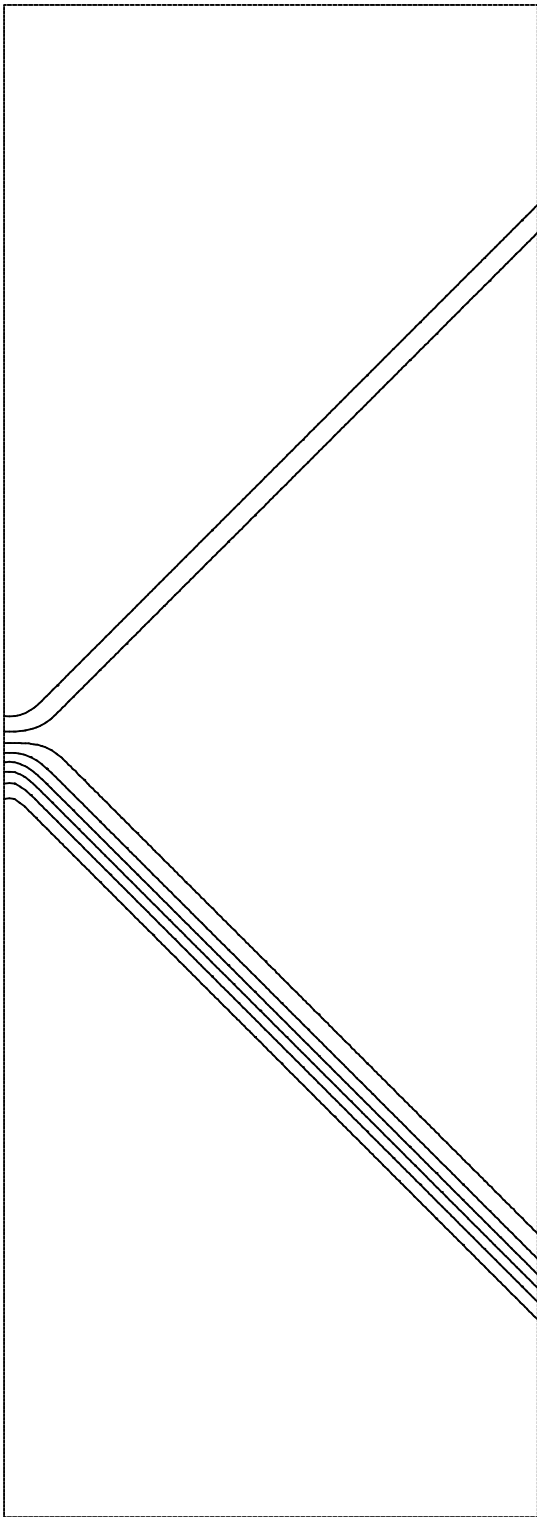
Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-3

INCREMENTS

STEP 50

5



Schaal 1:200

min.value 0.0000E+00 max.value 0.1000E-04

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-3

ISOLINEPLOT STEP 50

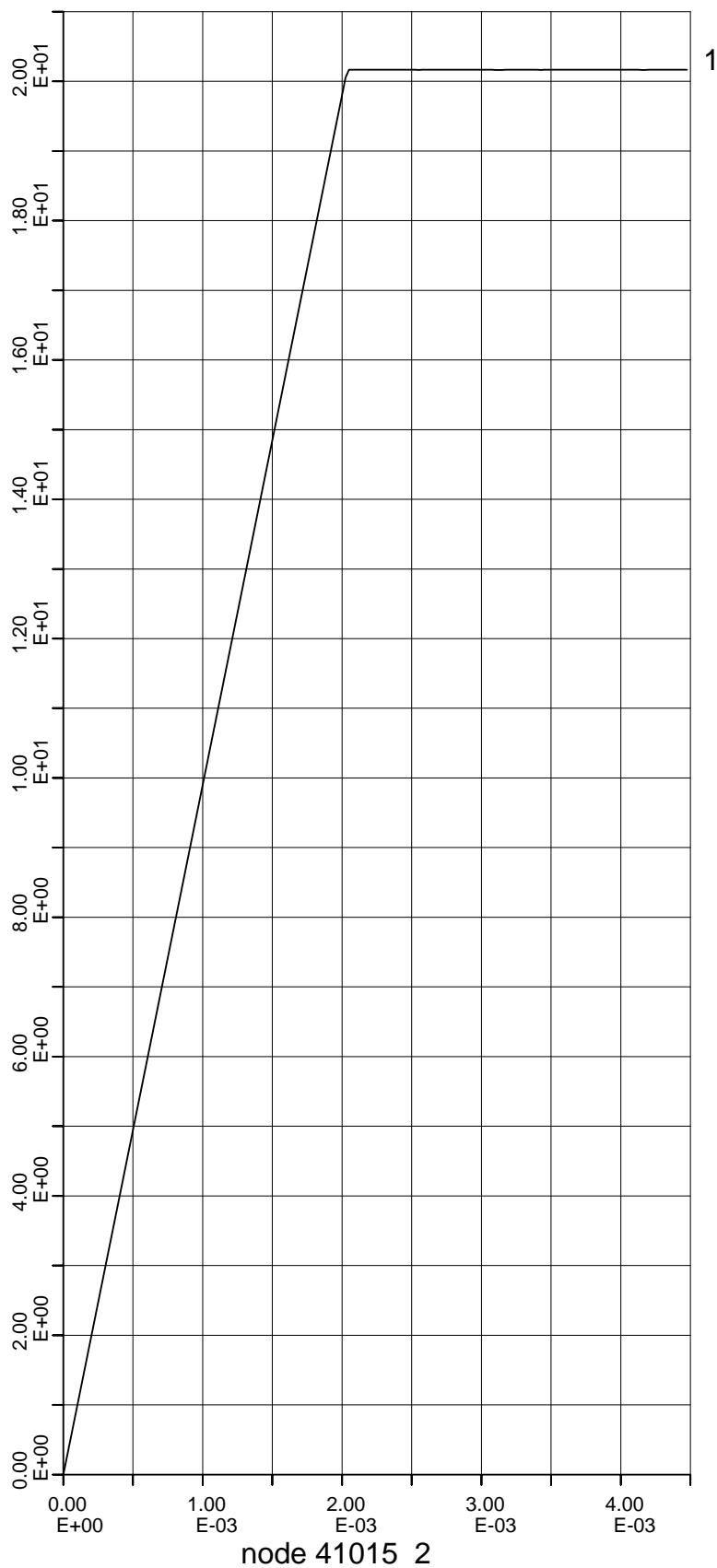
1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

```

48
DUMP
END
STOP
tr-def-fi (triangle/def-3)

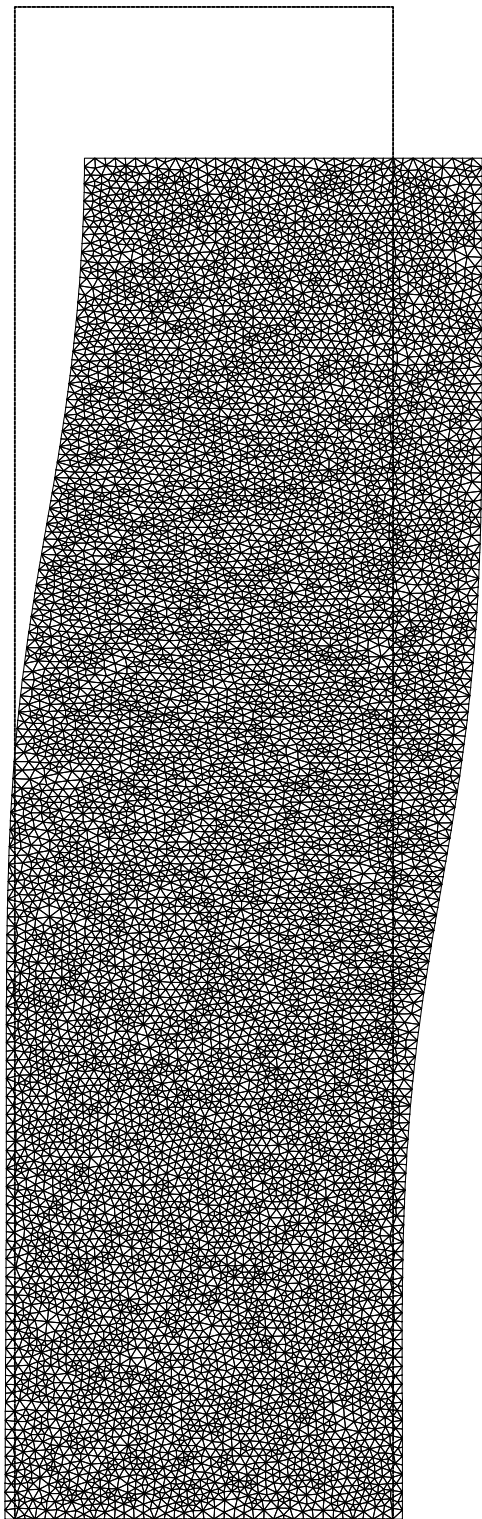
START
NPLUTO
DEFORMATION
PLANE
STRUCTURE
3 2 1 3
EOD
HISTORY
83
  1   2   8   6   9  11  35  37  42  44
 87  88  90  92 101 102 104 106 169 170
172 174 245 246 248 250 333 334 337 339
458 457 460 462 466 465 468 470 478 479
485 487 515 516 518 520 660 661 755 757
955 956 989 991 1190 1191 1206 1208 1417 1418
1421 1423 1631 1632 1634 1636 1640 1641 1643 1645
1651 1652 1654 1656 1893 1894 1896 1898 2142 2143
2144   41015 35350
4
100 200 300 400
EOD
# Npluto undrained consolidation triangle/def-3
DUMPS
CALCUL
5 0.0005
ADAPT
ASYMMETRICAL
MATERIAL
6
24000 0.2 30D0 0D0 1.1547D0 1E6
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 485 2144 2 0.0
35350 41092 41015 2 -0.0020
EOD
NODES
485 1 0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 485 2144 2 0.0
35350 41092 41015 2 -0.000025
EOD
NODES
485 1 0
EOD
ENDS
98
DUMP
END
STOP

```



triangle test MC deformation
NPLUTO type 1 triangle/def-3

HISTORY PLOT



node 41015 max 0.519E-02

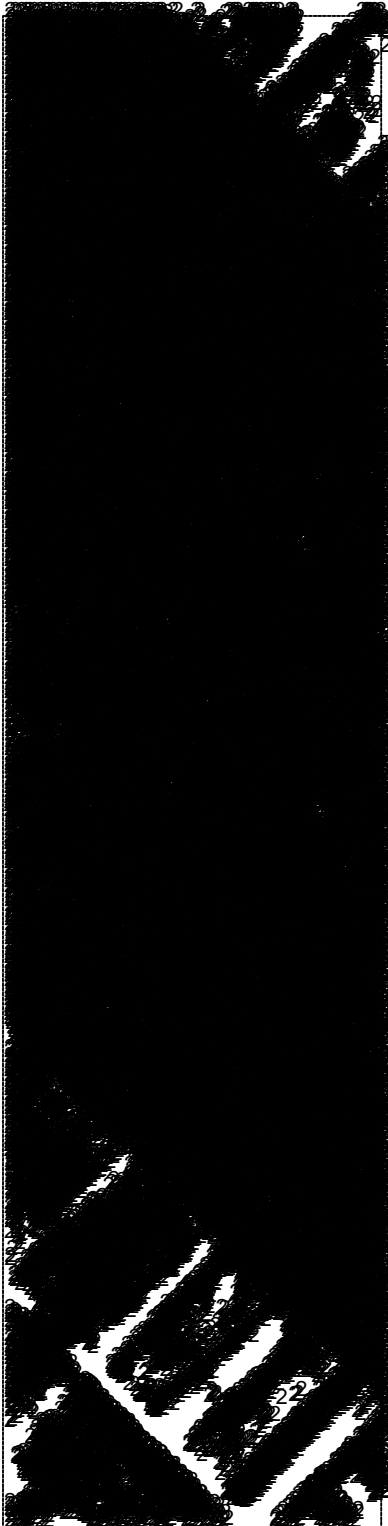
Schaal 1:200

triangle test MC deformation
NPLUTO type 1 triangle/def-3

DEFORMED MESH

STEP 100

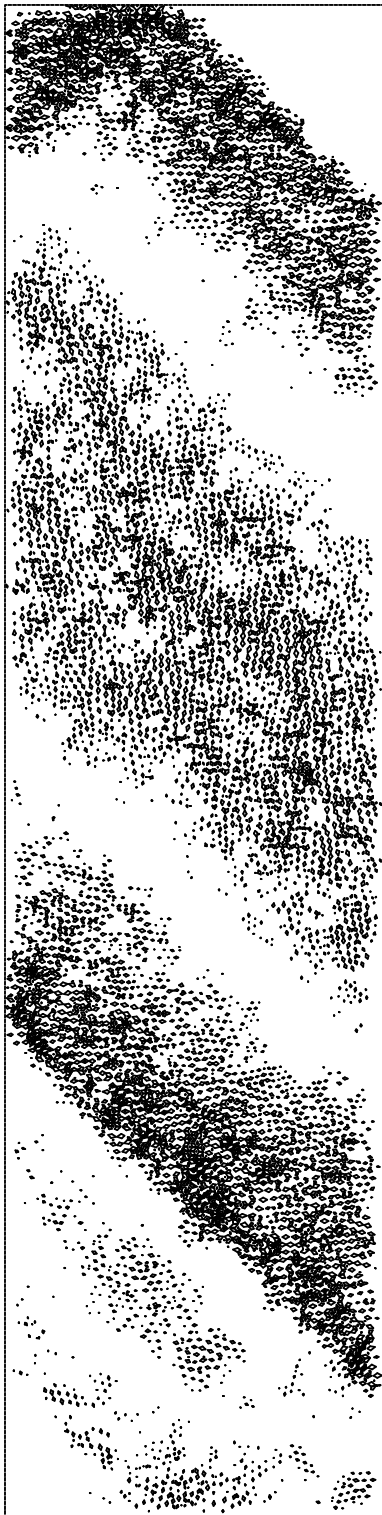
2



Schaal 1:200

triangle test MC deformation
NPLUTO type 1 triangle/def-3

PLASTICITY STEP 100



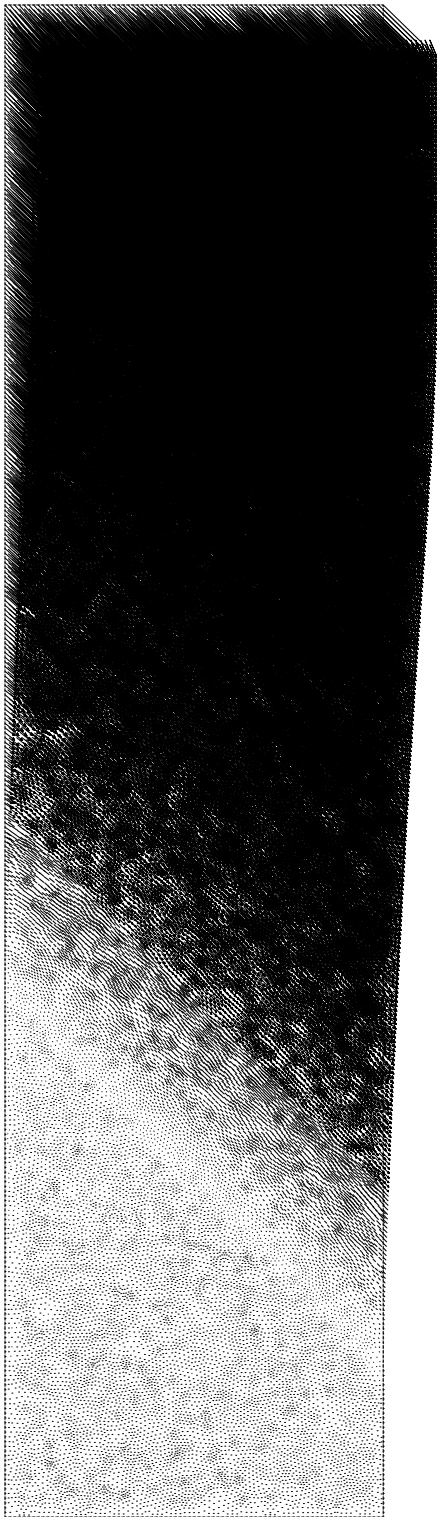
min.value -0.9994E+00 max.value-0.9852E+00

Schaal 1:200

triangle test MC deformation
NPLUTO type 1 triangle/def-3

ISOLINEPLOT

STEP 100



node 41015 max 0.358E-04

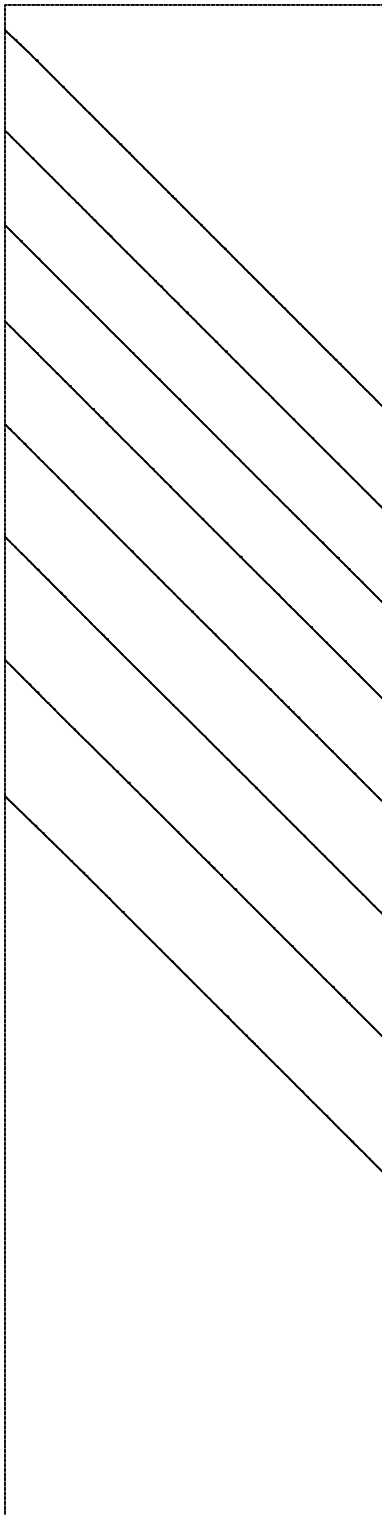
Schaal 1:200

triangle test MC deformation
NPLUTO type 1 triangle/def-3

INCREMENTS

STEP 100

5



min.value 0.0000E+00 max.value 0.3582E-04

Schaal 1:200

triangle test MC deformation
NPLUTO type 1 triangle/def-3

ISOLINEPLOT

STEP 100

6

tr-con-fi (triangle/con-3)

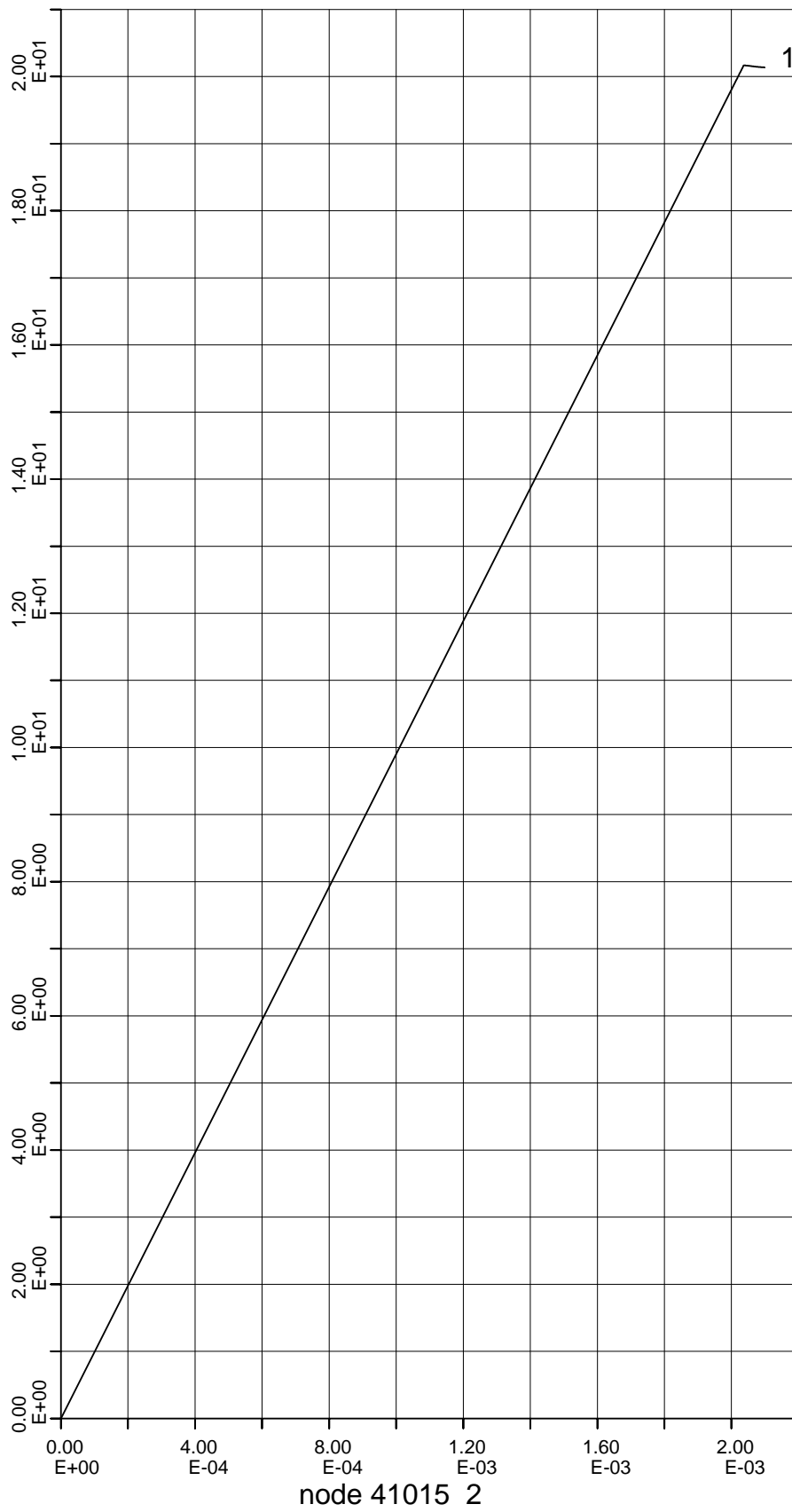
```

START
QPLUTO
CONSOLIDATION
PLANE
STRUCTURE
3 2 2 3
EOD
HISTORY
83
  1  2  8  6  9  11  35  37  42  44
87  88  90  92  101  102  104  106  169  170
172  174  245  246  248  250  333  334  337  339
458  457  460  462  466  465  468  470  478  479
485  487  515  516  518  520  660  661  755  757
955  956  989  991  1190  1191  1206  1208  1417  1418
1421  1423  1631  1632  1634  1636  1640  1641  1643  1645
1651  1652  1654  1656  1893  1894  1896  1898  2142  2143
2144  41015 35350
4
100 200 300 400
EOD
# Qpluto undrained consolidation triangle/con-3
NODUMPS
CALCUL
5 0.0005
ASYMMETRIC
ADAPT
TRANSIENT
TIMESTEP
0
MATERIAL
9
1 1 1 1E-6 24000 0.2 30D0 0D0 1.1547D0
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 485 2144 2 0.0
35350 41092 41015 2 -0.0020
EOD
NODES
485 1 0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 485 2144 2 0.0
35350 41092 41015 2 -0.000001
EOD
NODES
485 1 0
EOD
ENDS
98
DUMP

```

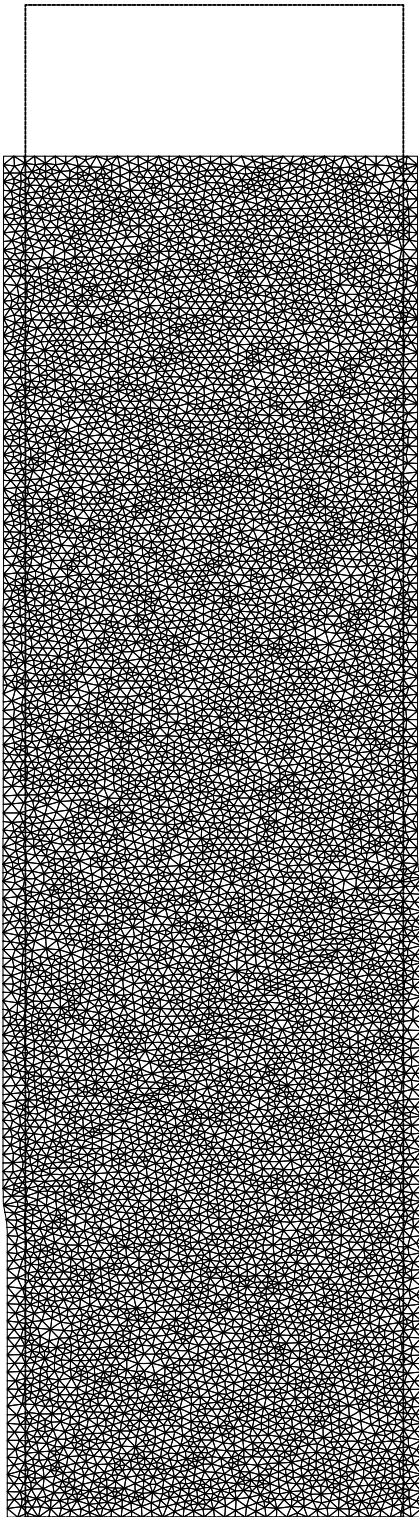

1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

END
STOP



triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-3

HISTORY PLOT



node 35350 max 0.212E-02

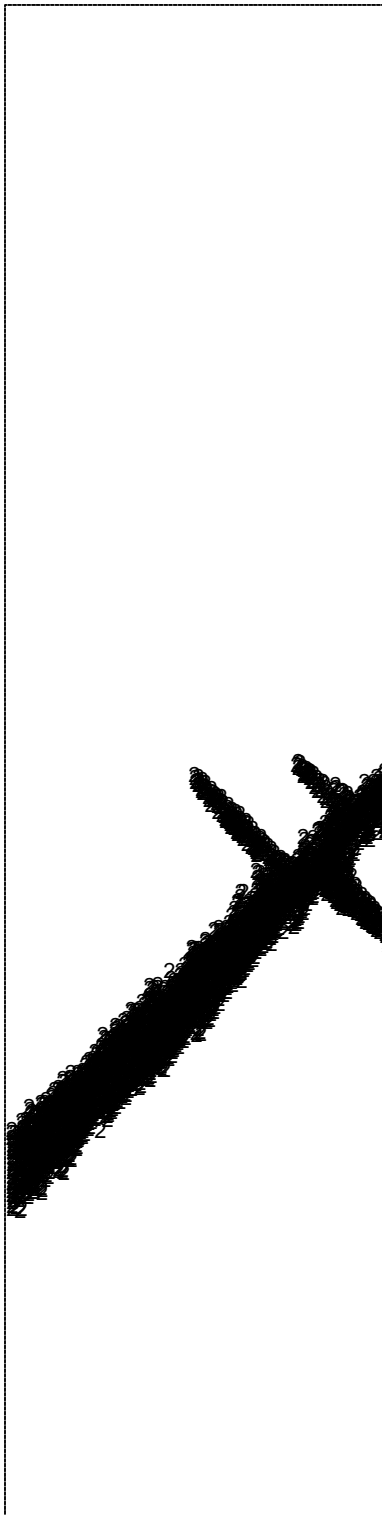
Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-3

DEFORMED MESH

STEP 100

2



Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-3

PLASTICITY

STEP 100

3



min.value 0.8420E+00 max.value 0.1112E+01

Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-3

ISOLINEPLOT

STEP 100



node 22207 max 0.145E-05

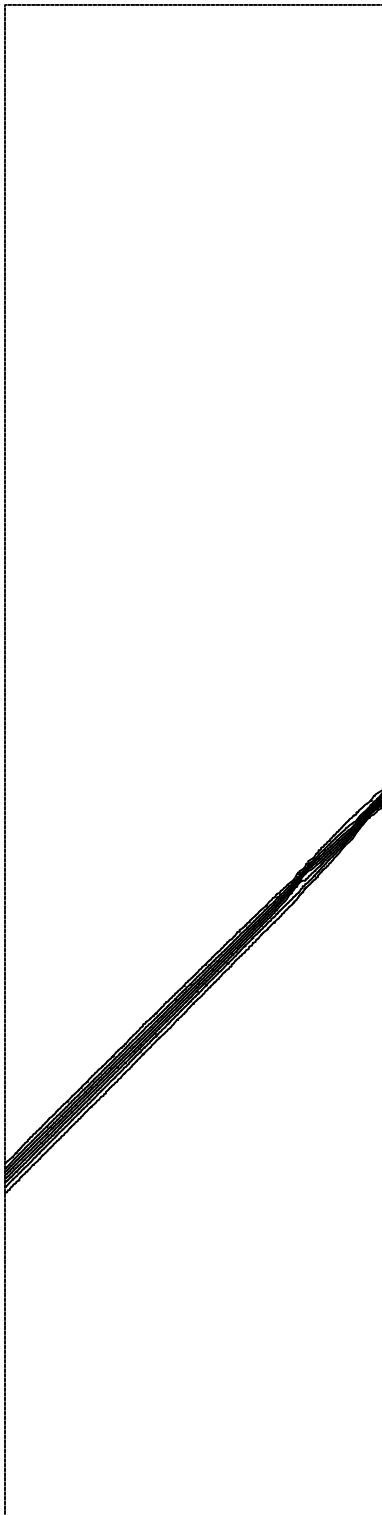
Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-3

INCREMENTS

STEP 100

5



min.value 0.0000E+00 max.value 0.1454E-05

Schaal 1:200

triangle test MC consolidation
QPLUTO type 2 triangle/con-3

ISOLINEPLOT

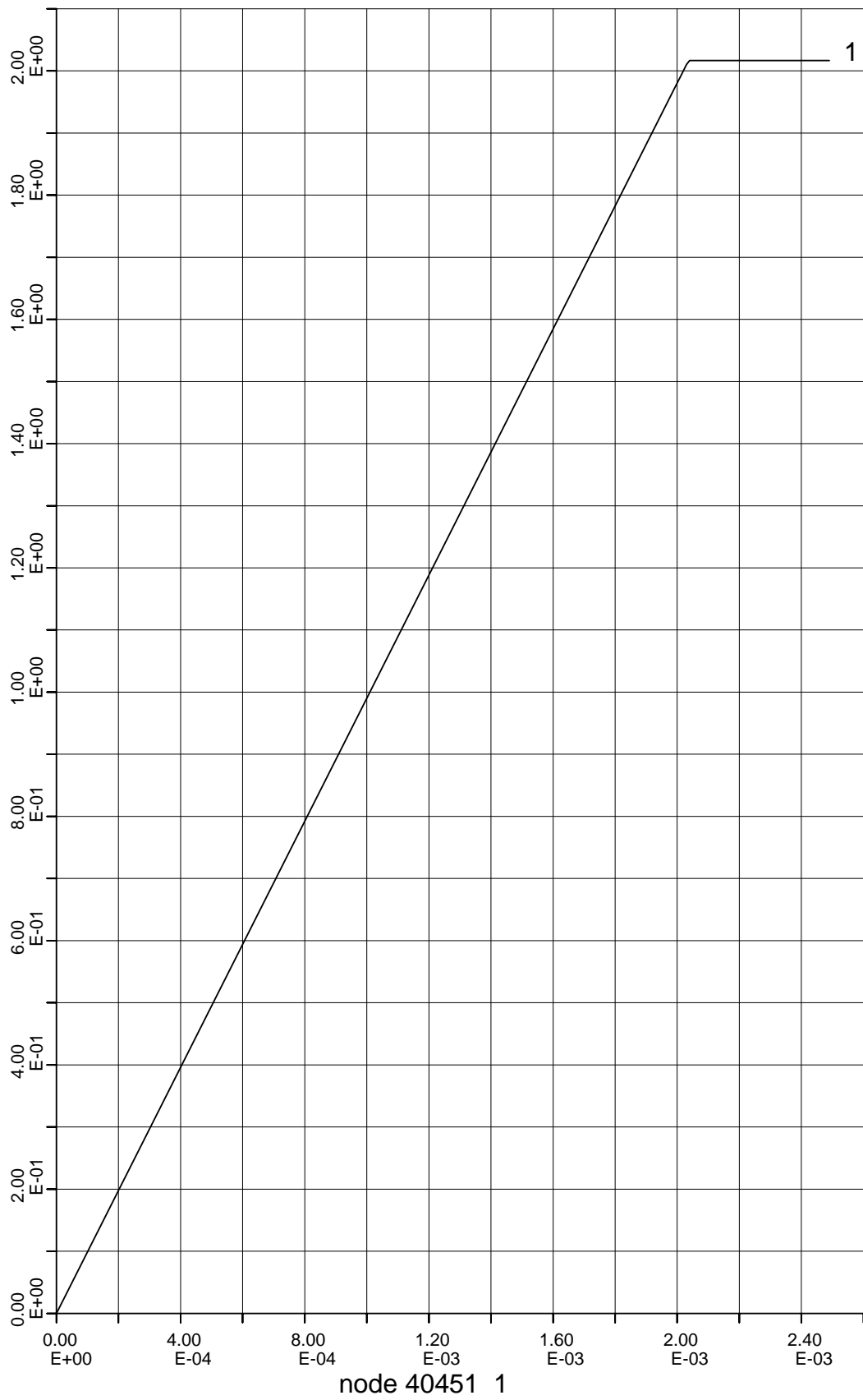
STEP 100

sq-def-fi (square/def-7)

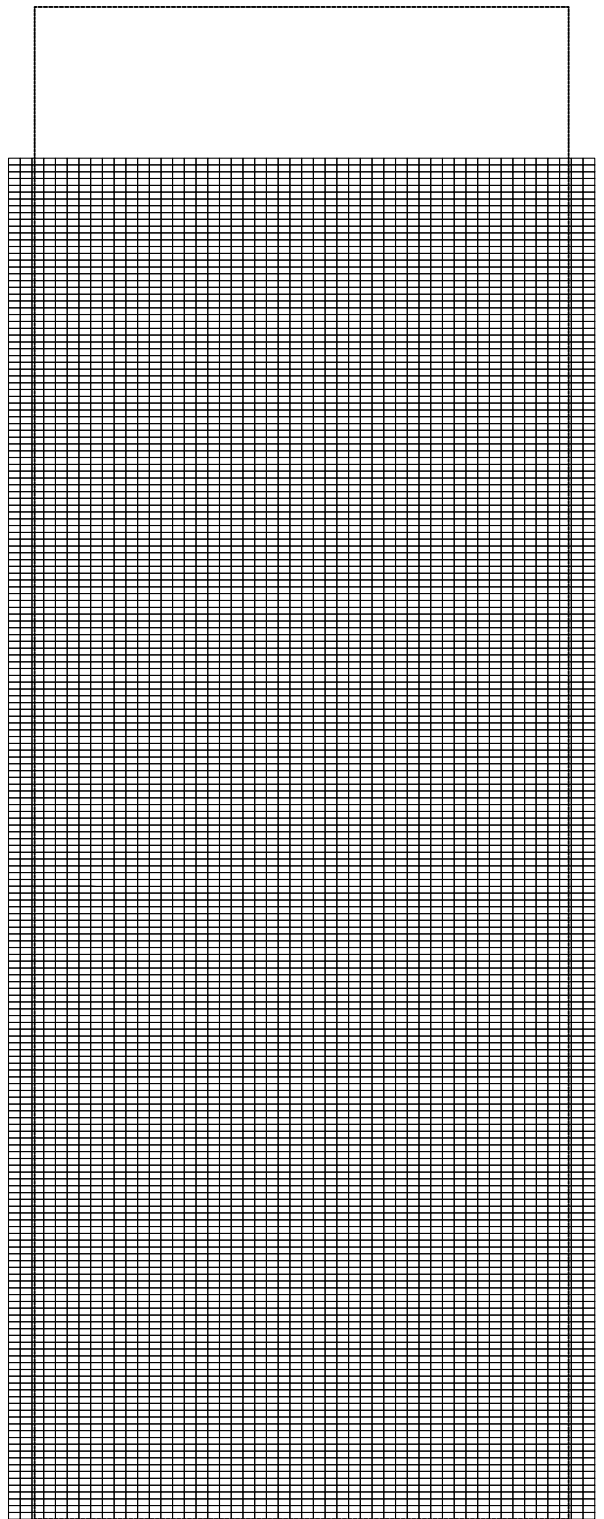
```

START
NPLUTO
DEFORMATION
PLANE
STRUCTURE
4 3 102 3
EOD
HISTORY
104
      1    2    3    4    5    6    7    8    9
10  11  12  13  14  15  16  17  18  19
20  21  22  23  24  25  26  27  28  29
30  31  32  33  34  35  36  37  38  39
40  41  42  43  44  45  46  47  48  49
50  51  52  53  54  55  56  57  58  59
60  61  62  63  64  65  66  67  68  69
70  71  72  73  74  75  76  77  78  79
80  81  82  83  84  85  86  87  88  89
90  91  92  93  94  95  96  97  98  99
100 101 40451 40401 40501
4
100 200 300 400
EOD
# Npluto undrained square/def-7
NODUMPS
CALCUL
5 0.001
ASYMMETRIC
ADAPT
MATERIALPARAMETERS
6
24000D0 0.2D0 30D0 0D0 1.1547D0 1E6
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0D0
40401 40402 40501 1 -0.0020D0
EOD
NODES
51 2 0D0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0D0
40401 40402 40501 1 -0.00001
EOD
NODES
51 2 0D0
EOD
ENDS
48
DUMP
END
STOP

```

square test MC deformation
NPLUTO square/def-7
HISTORY PLOT



Schaal 1:200

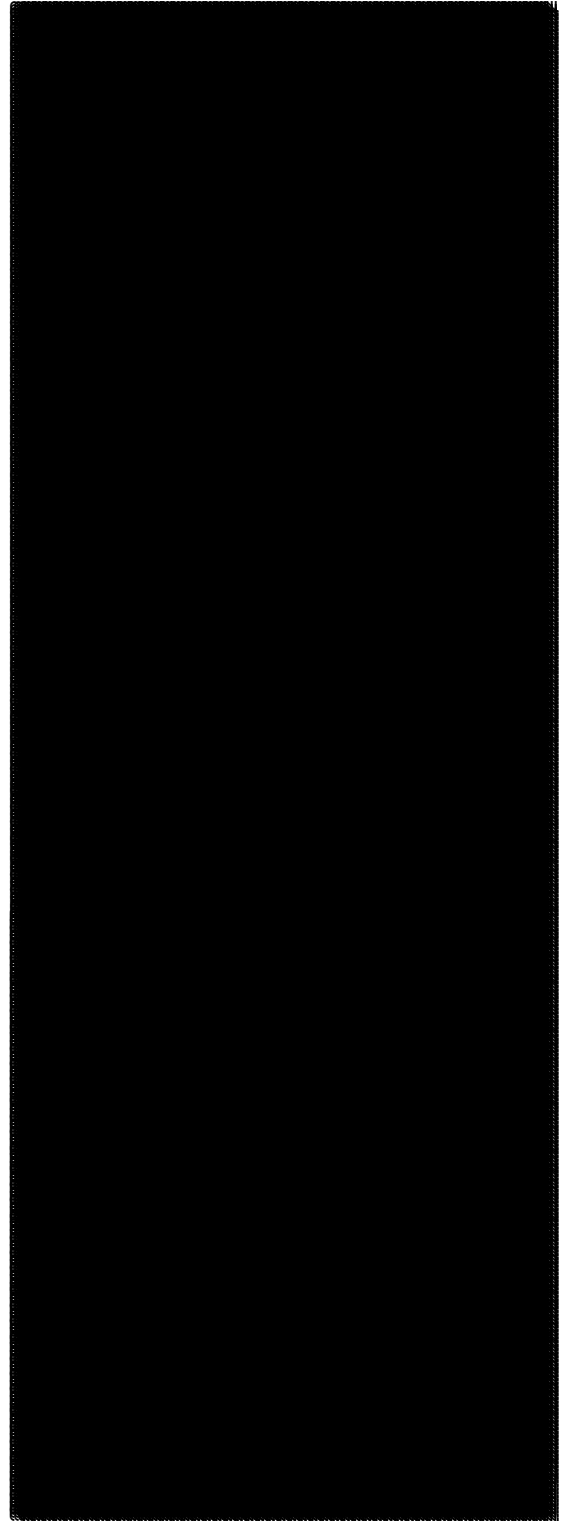
node 40401 max 0.253E-02

square test MC deformation
NPLUTO square/def-7

DEFORMED MESH

STEP 50

2



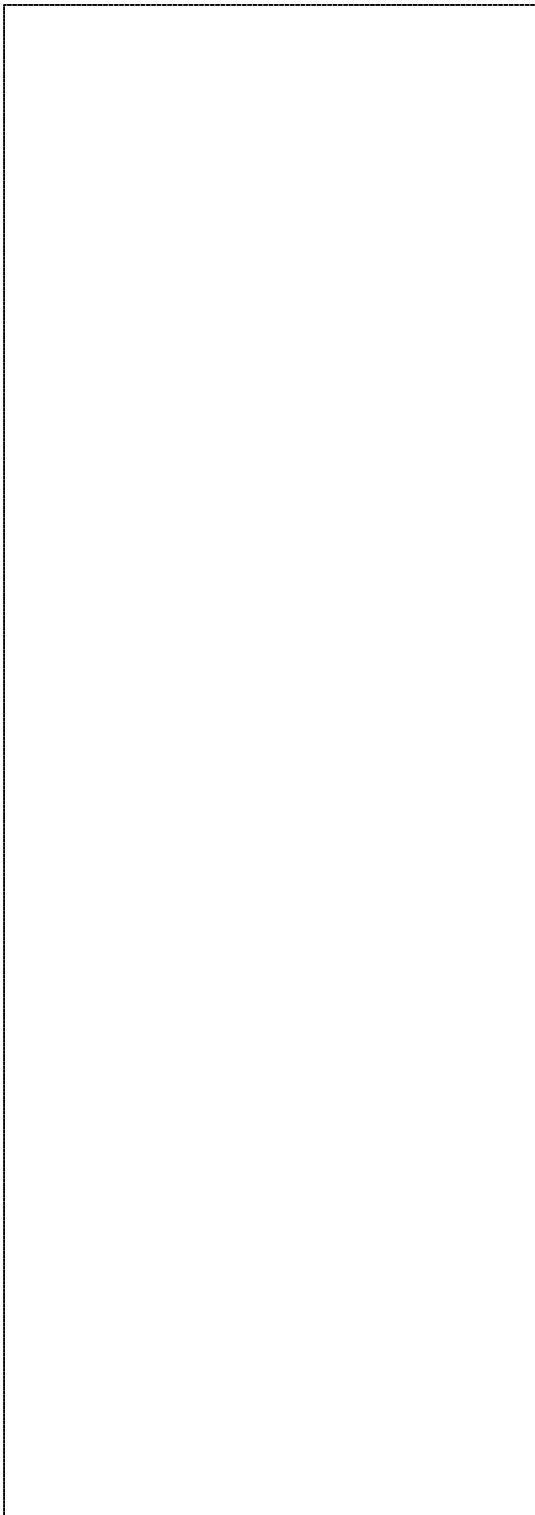
Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-7

PLASTICITY

STEP 50

3



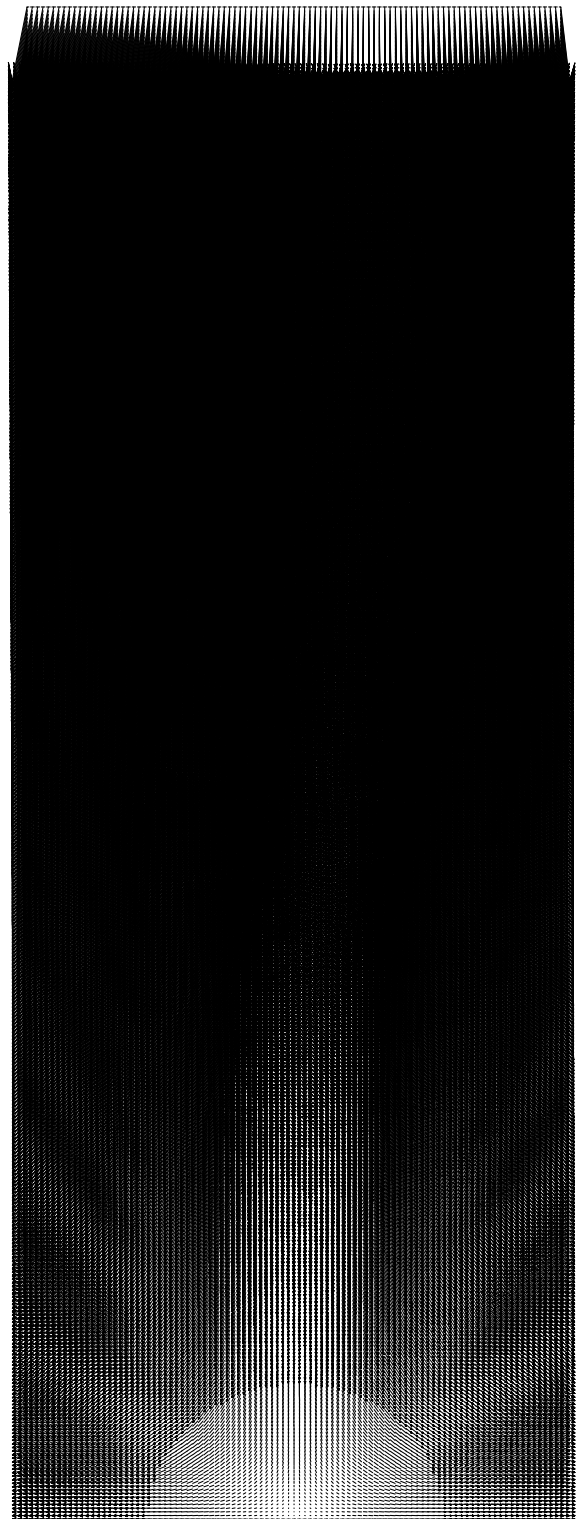
min.value -0.9917E+00 max.value-0.9917E+00

Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-7

ISOLINEPLOT

STEP 50



node 40501 max 0.102E-04

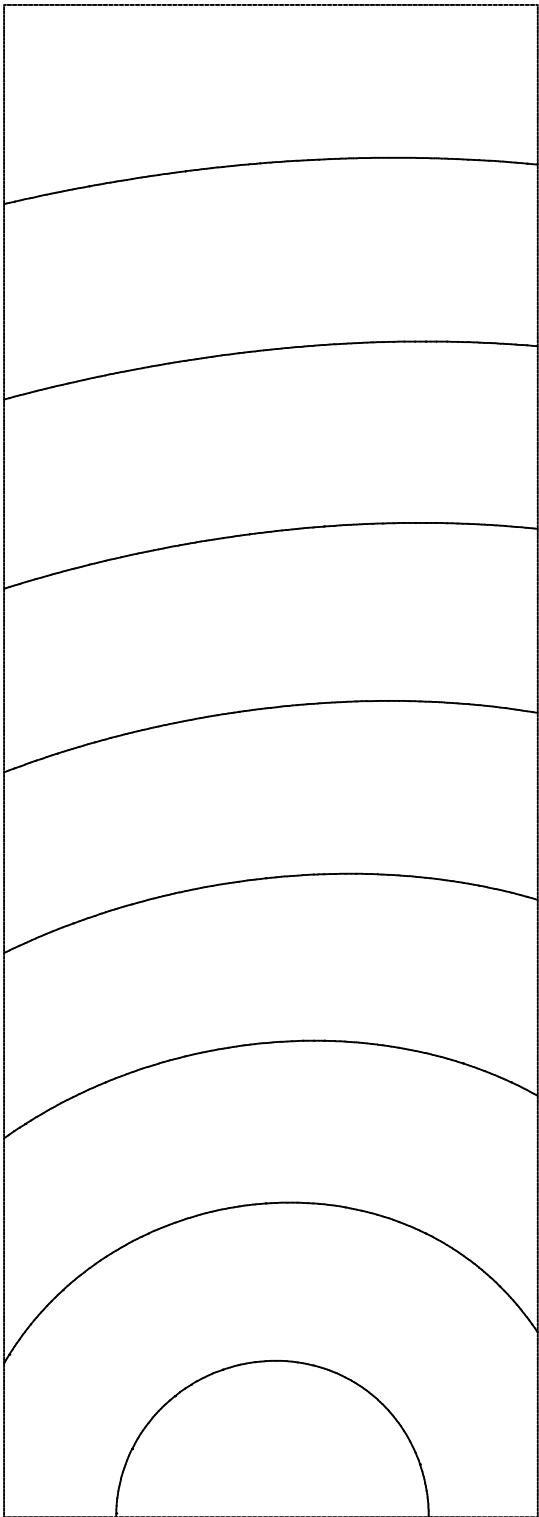
Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-7

INCREMENTS

STEP 50

5



Schaal 1:200

min.value 0.0000E+00 max.value 0.1020E-04

square test MC deformation
NPLUTO square/def-7

ISOLINEPLOT

STEP 50

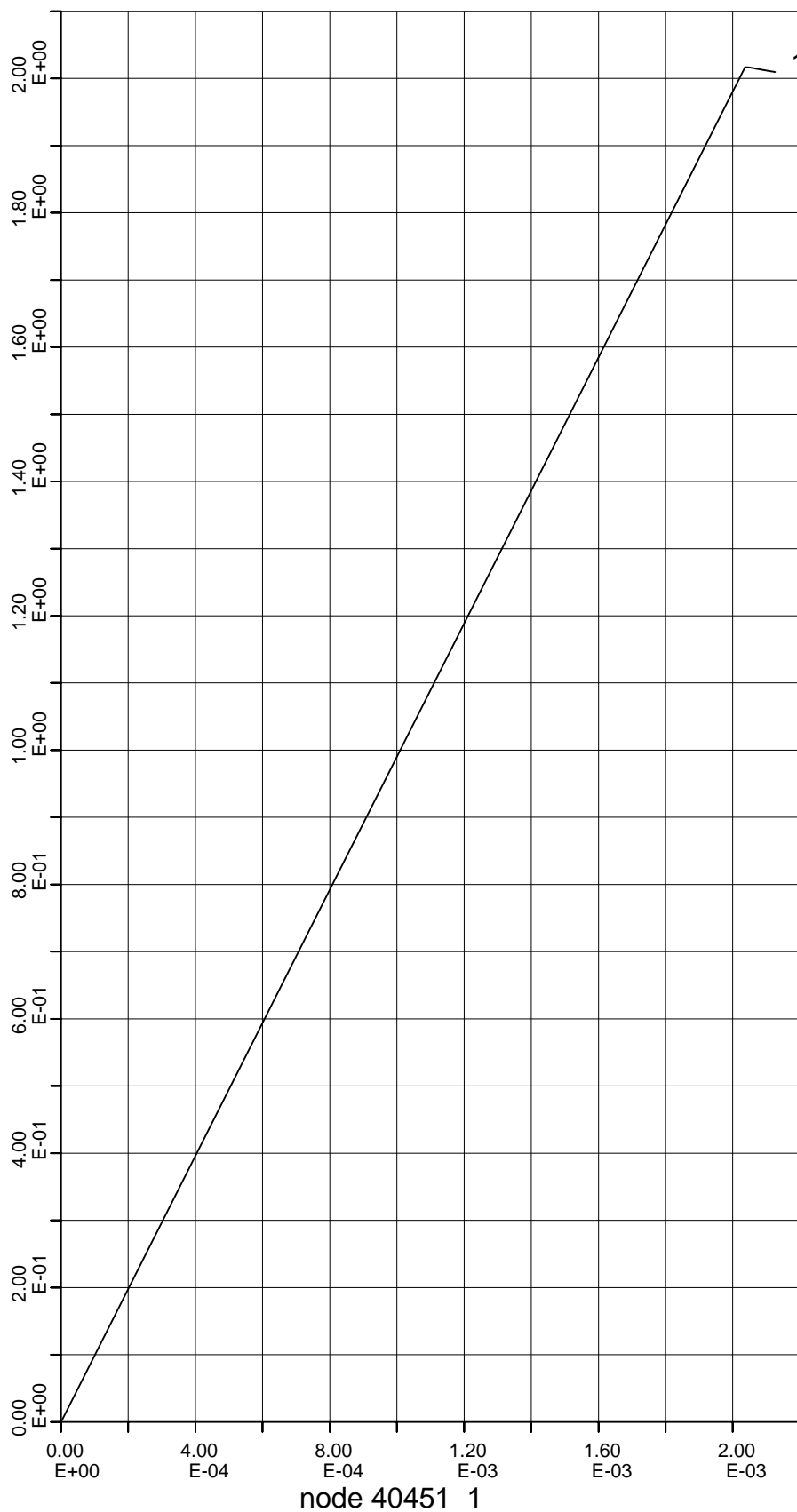
1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

sq-con-fi (square/con-5)

```

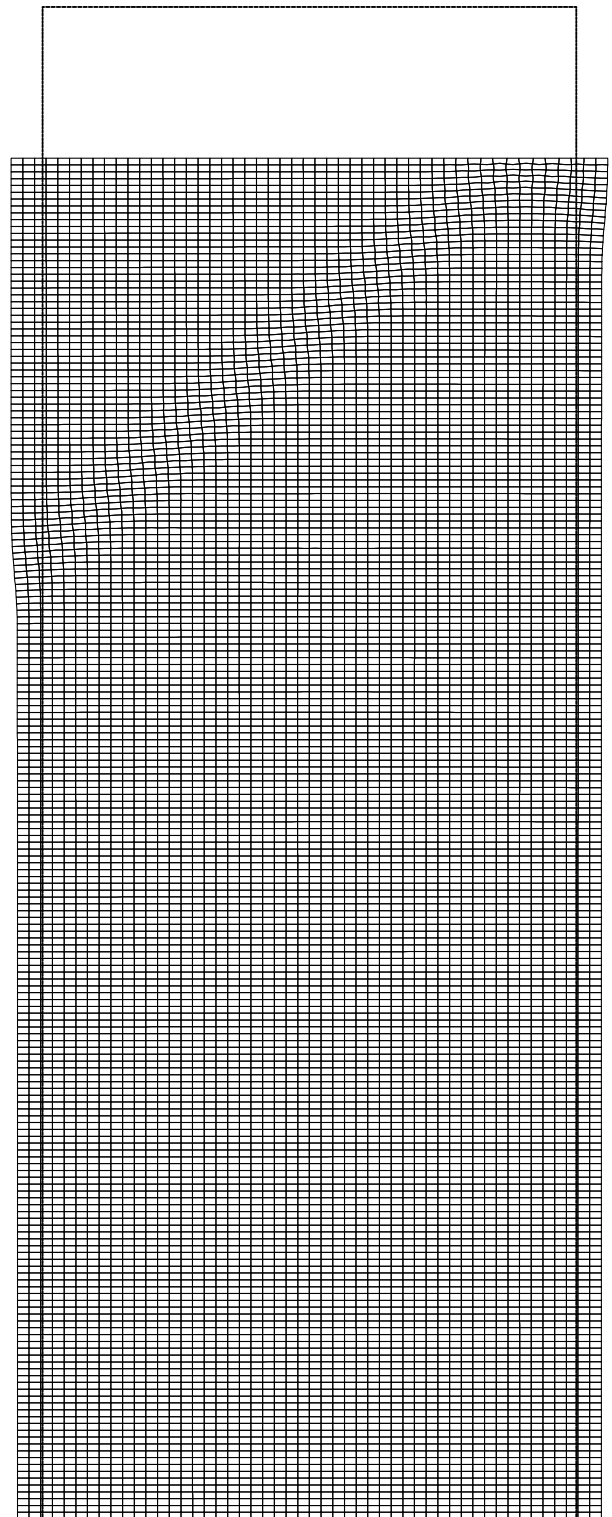
START
QPLUTO
CONSOLIDATION
PLANE
STRUCTURE
4 3 102 3
EOD
# Qpluto consolidation square/con-5
ASYMMETRIC
ADAPT
TRANSIENT
TIMESTEP
0
CALCUL
8 0.001
ADAPT
MATERIALPARAMETERS
9
1 1 1 1E-6 24000 0.2 30D0 0D0 1.1547D0
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0
40401 40402 40501 1 -0.0020
EOD
NODES
51 2 0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0
40401 40402 40501 1 -0.00001
EOD
NODES
51 2 0
EOD
ENDS
3
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0
40401 40402 40501 1 -0.000001
EOD
NODES
51 2 0
EOD
ENDS
95
DUMP
END
STOP

```



square test MC consolidation
 QPLUTO square square/con-5

HISTORY PLOT



node 40401 max 0.217E-02

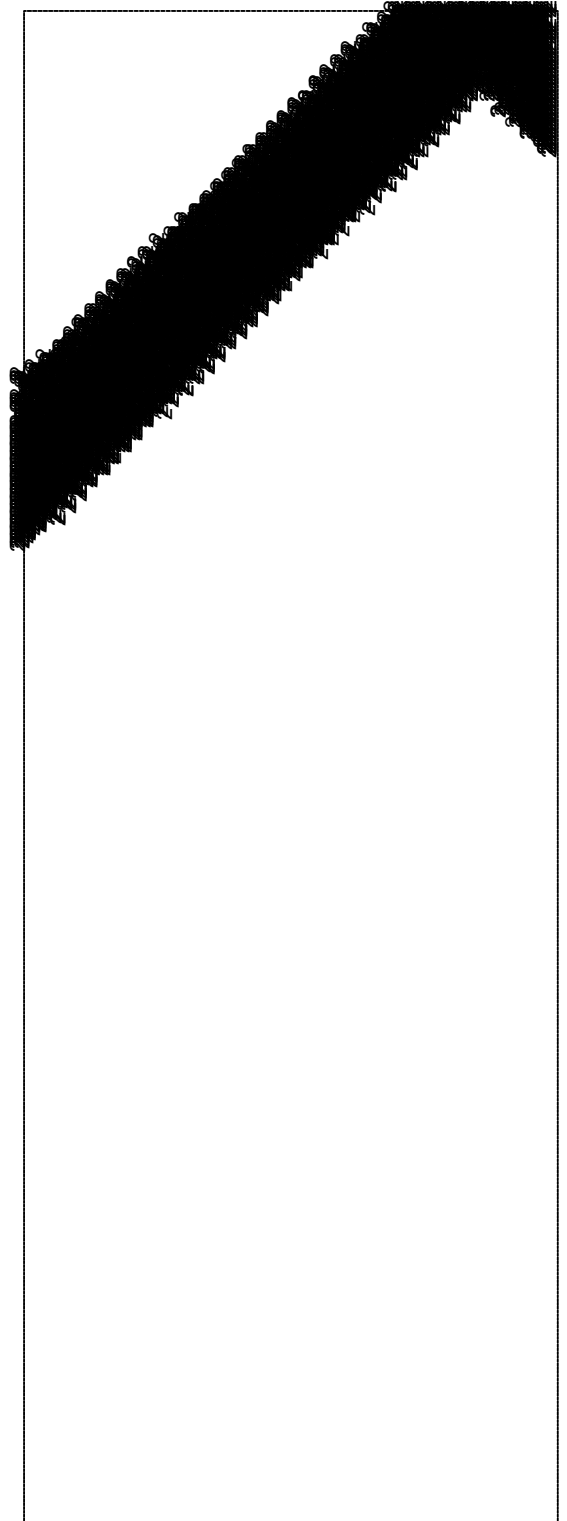
Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-5

DEFORMED MESH

STEP 100

2

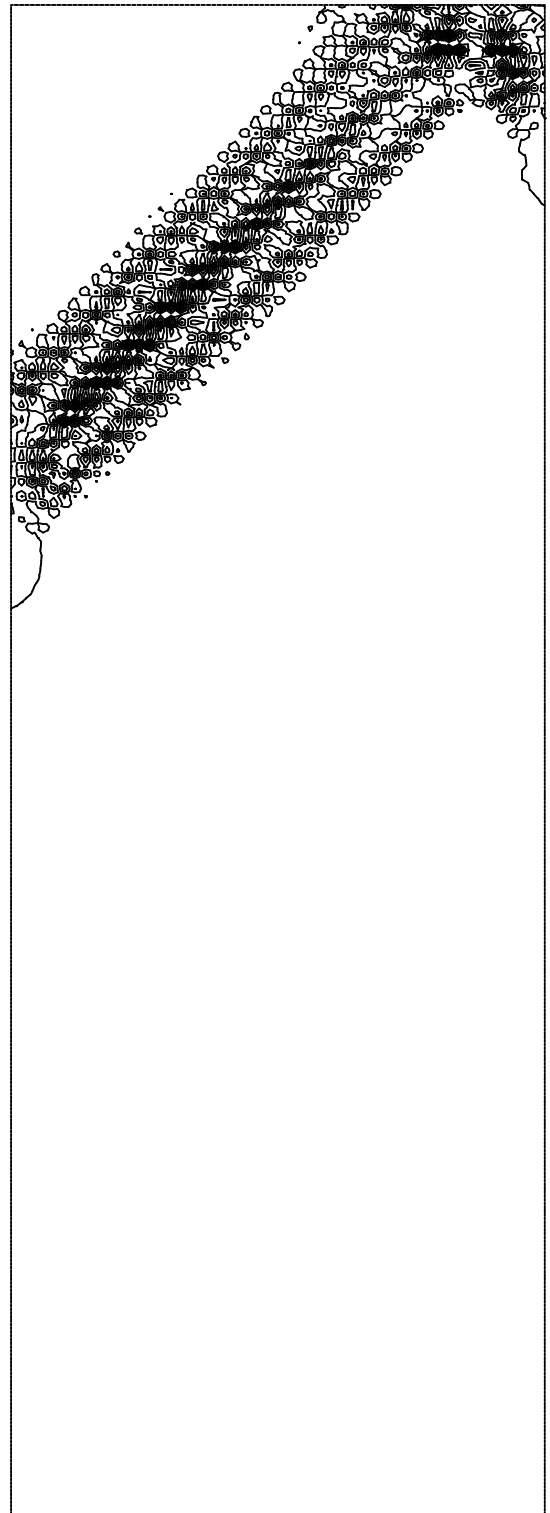


Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-5

PLASTICITY STEP 100

3

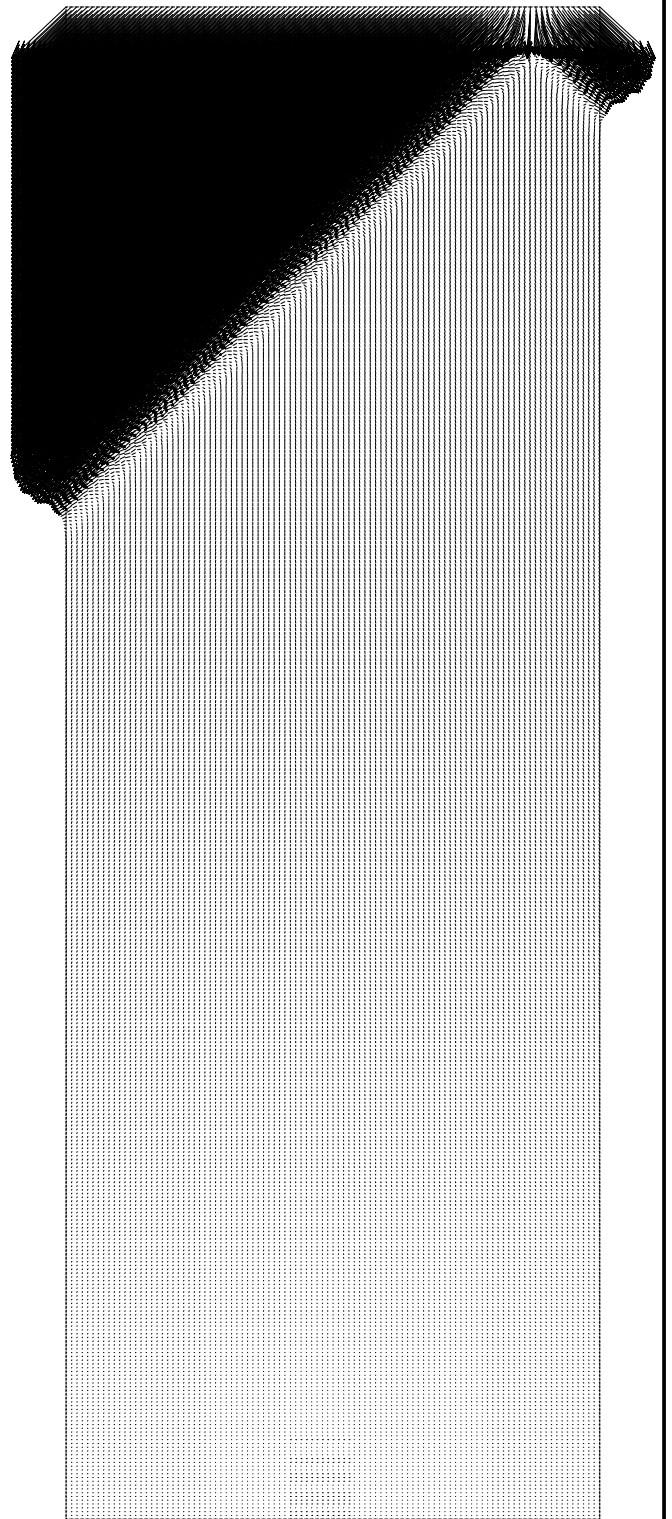


Schaal 1:200

min.value 0.9331E+00 max.value 0.1034E+01

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-5

ISOLINEPLOT STEP 100



node 40428 max 0.148E-05

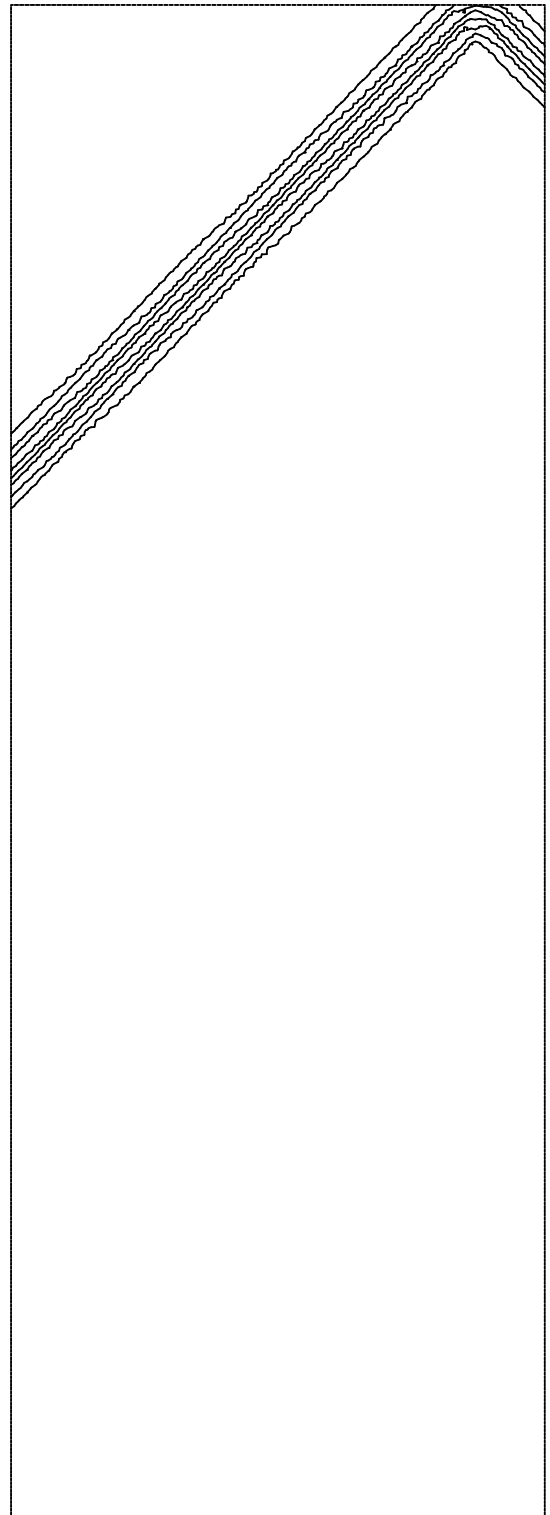
Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-5

INCREMENTS

STEP 100

5



Schaal 1:200

min.value 0.0000E+00 max.value 0.1475E-05

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-5

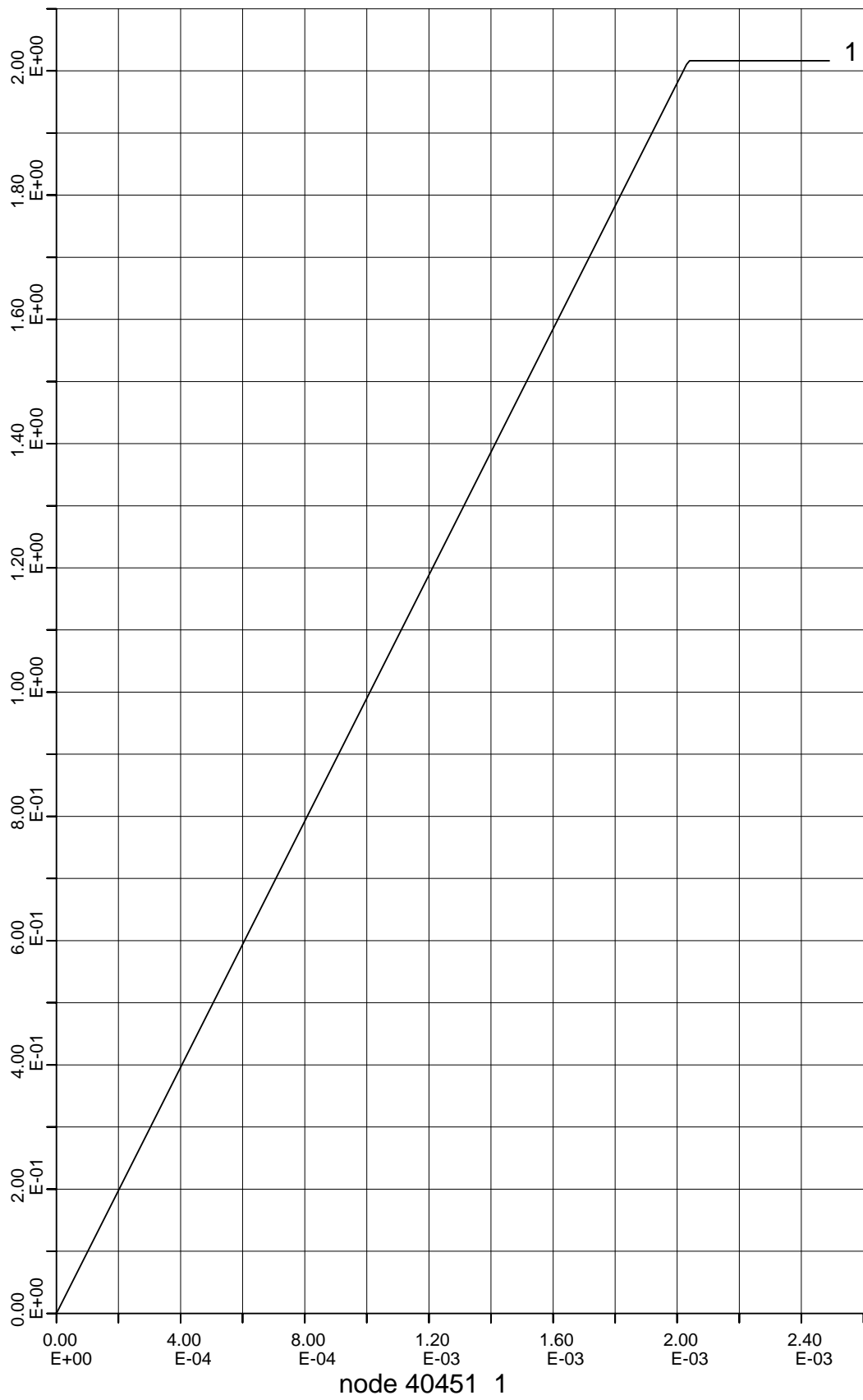
ISOLINEPLOT STEP 100

sq-def-fi-weak (square/def-6)

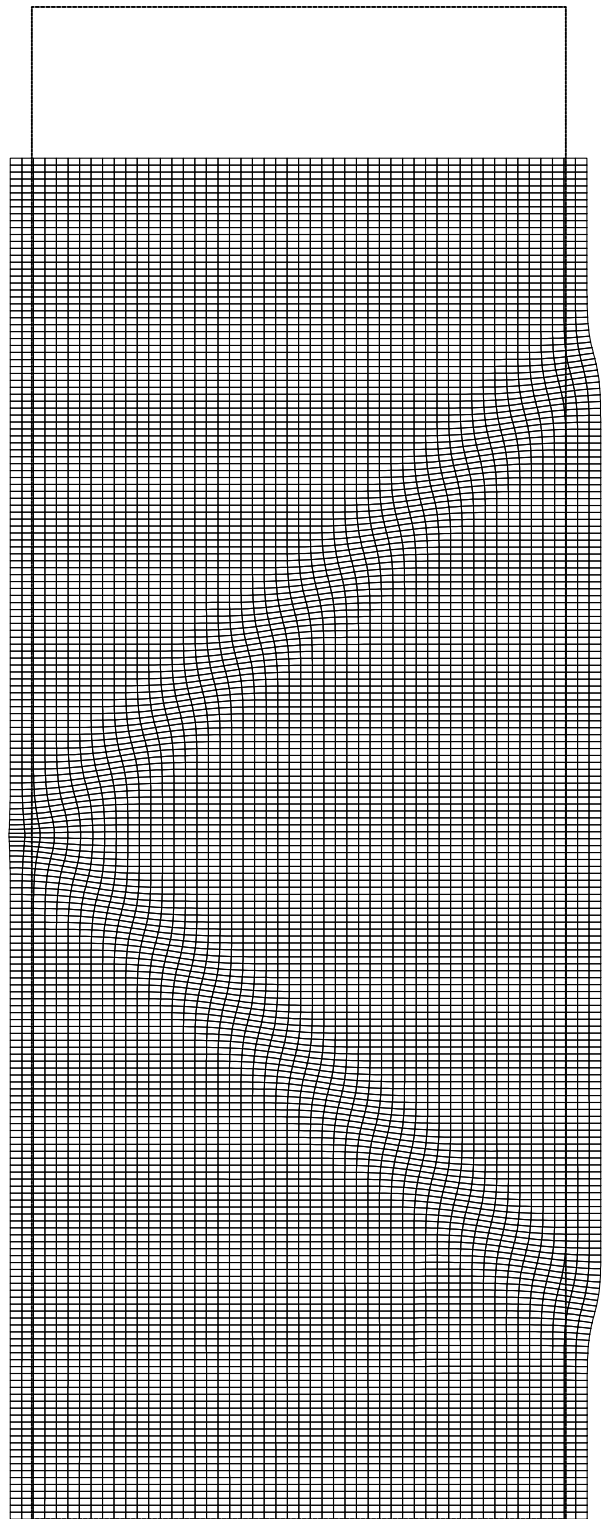
```

START
NPLUTO
DEFORMATION
PLANE
STRUCTURE
4 3 102 3
EOD
HISTORY
104
      1    2    3    4    5    6    7    8    9
10  11  12  13  14  15  16  17  18  19
20  21  22  23  24  25  26  27  28  29
30  31  32  33  34  35  36  37  38  39
40  41  42  43  44  45  46  47  48  49
50  51  52  53  54  55  56  57  58  59
60  61  62  63  64  65  66  67  68  69
70  71  72  73  74  75  76  77  78  79
80  81  82  83  84  85  86  87  88  89
90  91  92  93  94  95  96  97  98  99
100 101 40451 40401 40501
4
100 200 300 400
EOD
# Npluto undrained square/def-7
NODUMPS
CALCUL
5 0.001
ASYMMETRIC
ADAPT
MATERIALPARAMETERS
6
24000D0 0.2D0 30D0 0D0 1.1547D0 1E6
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0D0
40401 40402 40501 1 -0.0020D0
EOD
NODES
51 2 0D0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0D0
40401 40402 40501 1 -0.00001
EOD
NODES
51 2 0D0
EOD
ENDS
48
DUMP
END
STOP

```



square test MC deformation
NPLUTO square/def-6
HISTORY PLOT



node 40501 max 0.252E-02

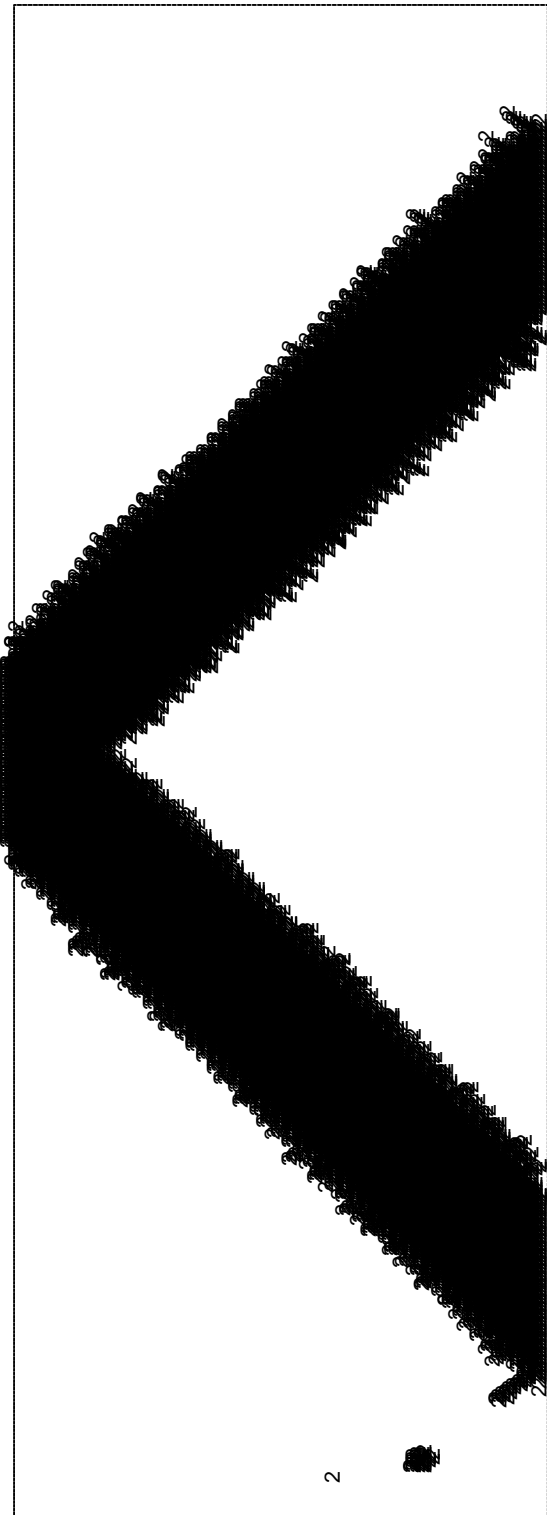
Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-6

DEFORMED MESH

STEP 50

2



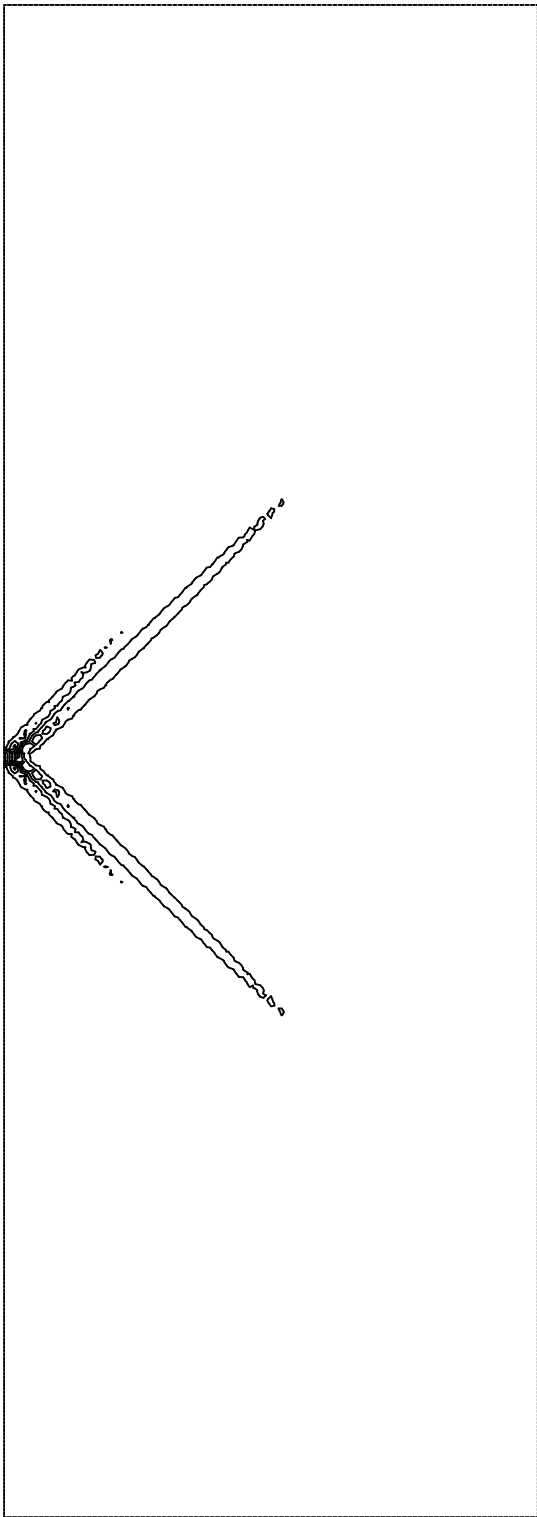
Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-6

PLASTICITY

STEP 50

3



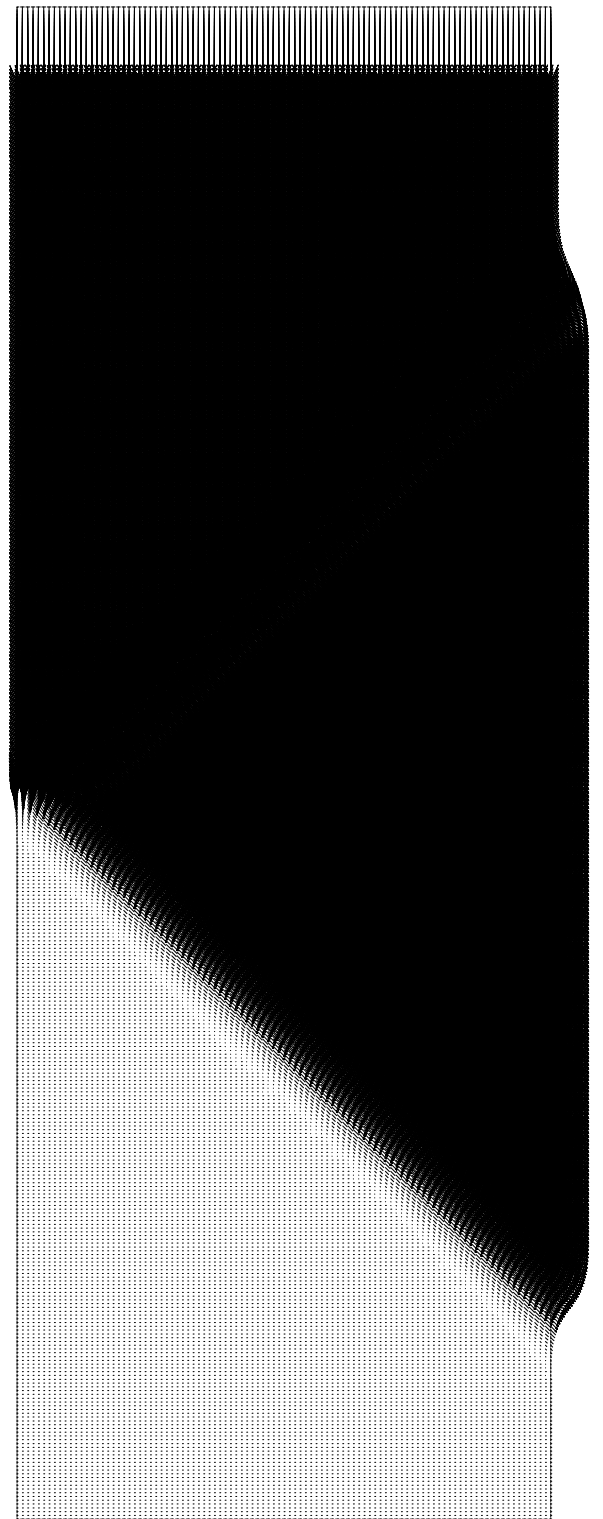
Schaal 1:200

min.value -0.1003E+01 max.value-0.9839E+00

square test MC deformation
NPLUTO square/def-6

ISOLINEPLOT

STEP 50



node 23230 max 0.100E-04

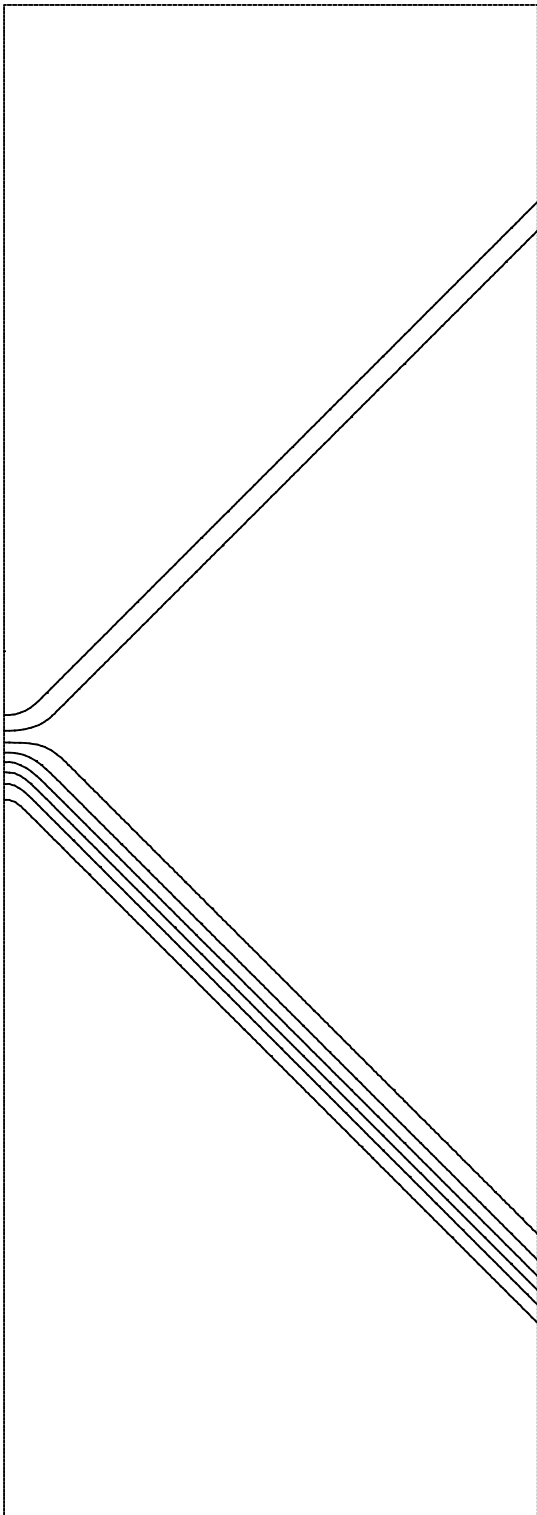
Schaal 1:200

square test MC deformation
NPLUTO square/def-6

INCREMENTS

STEP 50

5



Schaal 1:200

min.value 0.0000E+00 max.value 0.1000E-04

square test MC deformation
NPLUTO square/def-6

ISOLINEPLOT

STEP 50

6

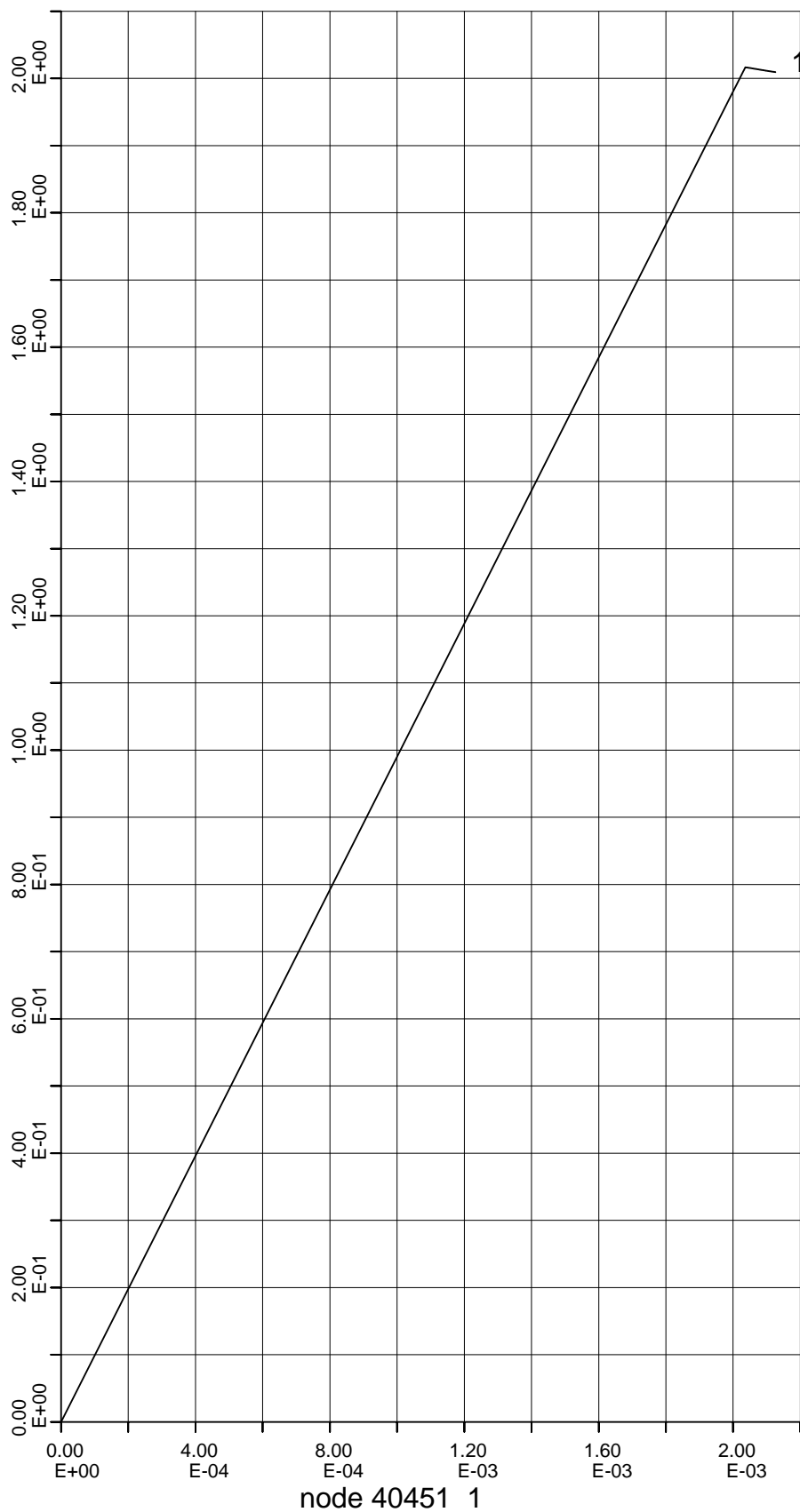
1001463-013-GEO-0001, Versie 4, 23 september 2009, definitief

sq-con-fi-weak (square/con-4)

```

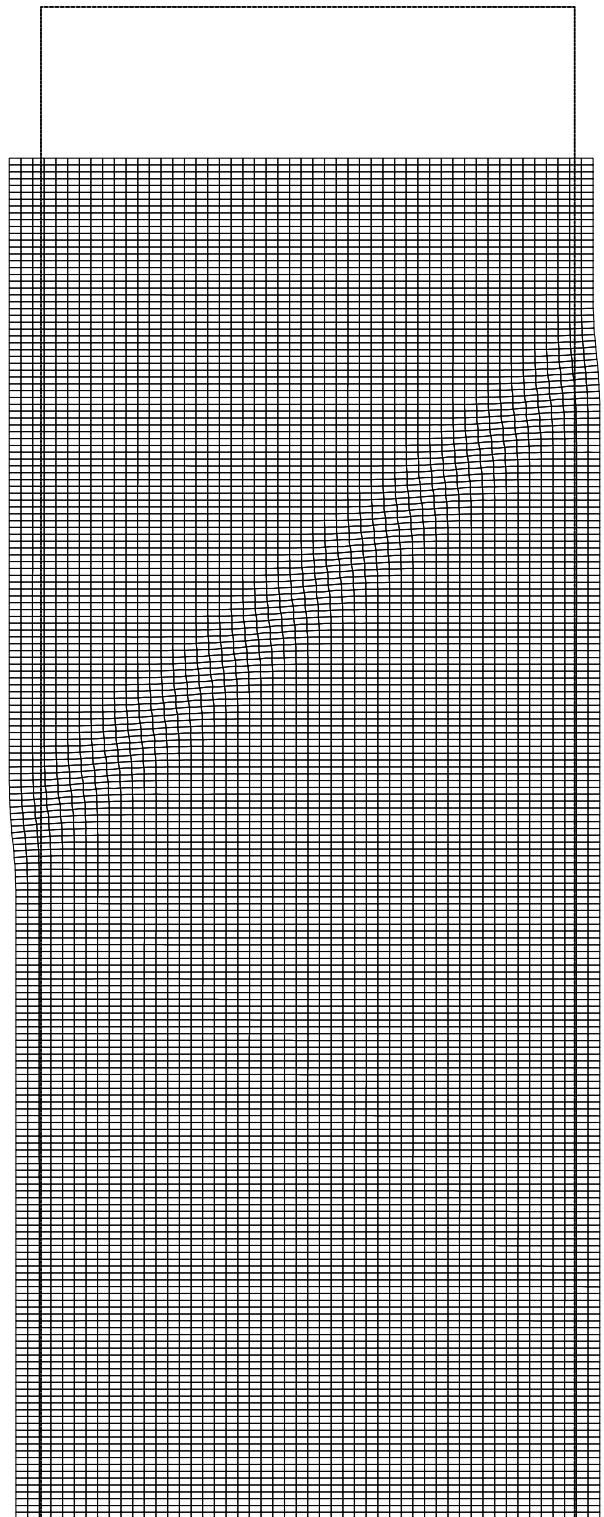
START
QPLUTO
CONSOLIDATION
PLANE
STRUCTURE
4 3 102 3
4 3 102 3
4 3 102 3
EOD
# Qpluto consolidation square/con-4
ASYMMETRIC
ADAPT
TRANSIENT
TIMESTEP
0
CALCUL
8 0.001
ADAPT
MATERIALPARAMETERS
9
1 1 1 1E-6 24000 0.2 30D0 0D0 1.1547D0
1 1 1 1E-6 24000 0.2 30D0 0D0 1.14315D0
1 1 1 1E-6 24000 0.2 30D0 0D0 1.1547D0
EOD
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0
40401 40402 40501 1 -0.0020
EOD
NODES
51 2 0
EOD
NODUMPS
END
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0
40401 40402 40501 1 -0.00001
EOD
NODES
51 2 0
EOD
ENDS
3
PRESCRIBED
BOUNDARY
1 2 101 1 0.0
40401 40402 40501 1 -0.000001
EOD
NODES
51 2 0
EOD
ENDS
95
DUMP
END
STOP

```



square test MC consolidation
 QPLUTO square square/con-4

HISTORY PLOT



node 40501 max 0.217E-02

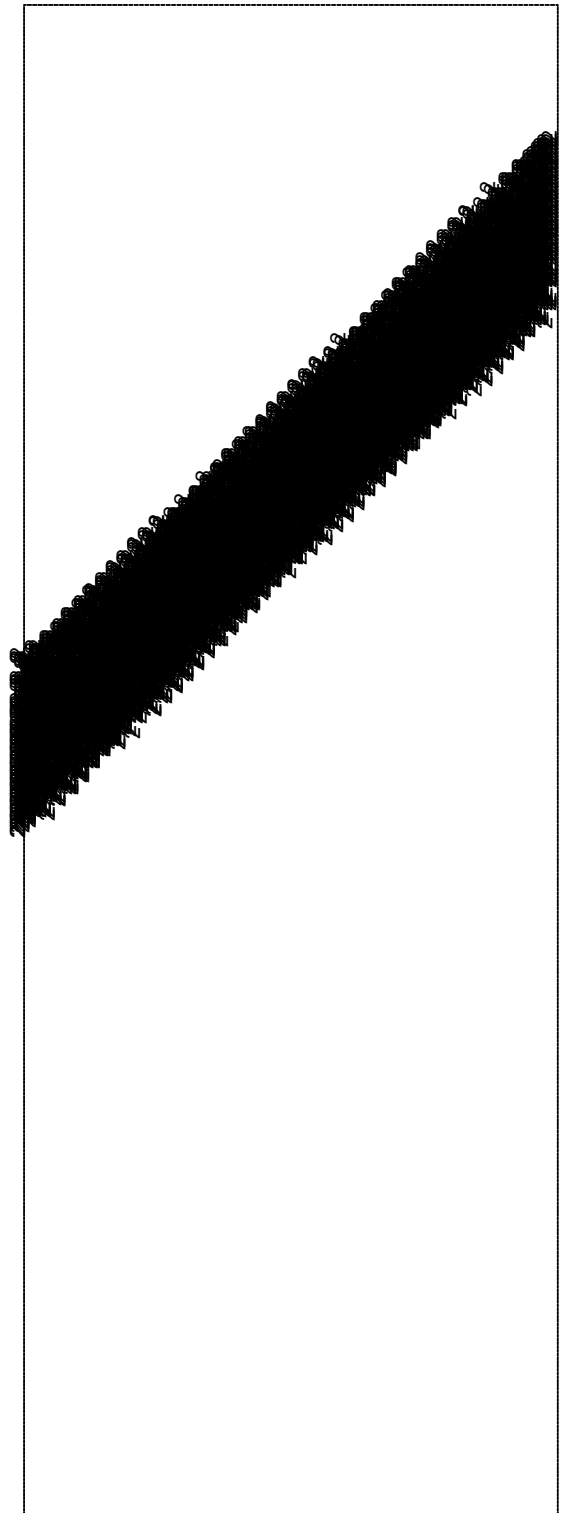
Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-4

DEFORMED MESH

STEP 100

2

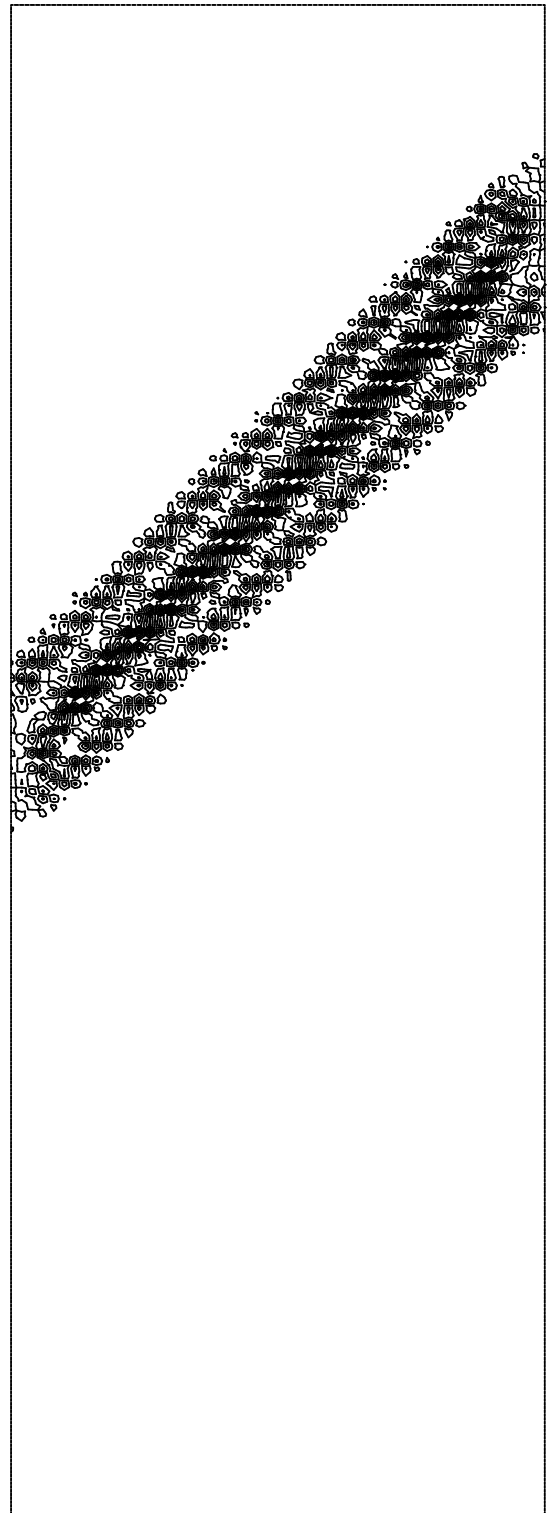


Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-4

PLASTICITY STEP 100

3

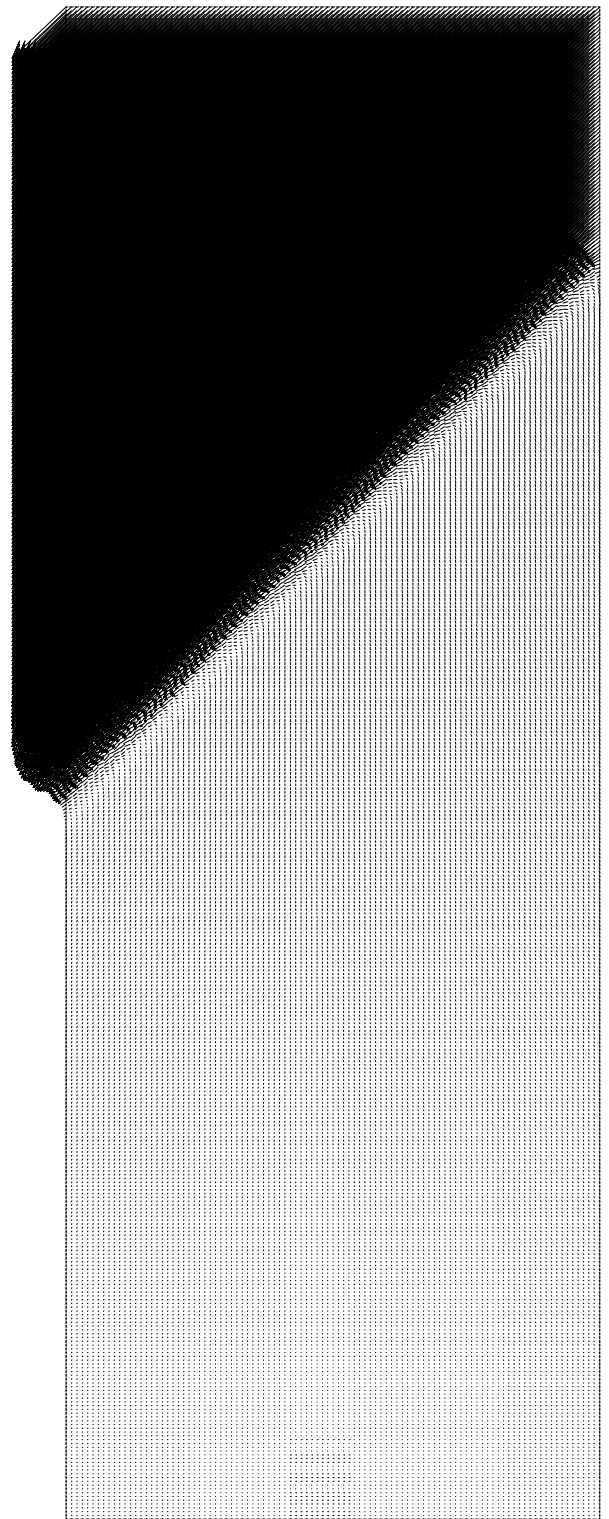


Schaal 1:200

min.value 0.9344E+00 max.value 0.1038E+01

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-4

ISOLINEPLOT STEP 100



node 22725 max 0.148E-05

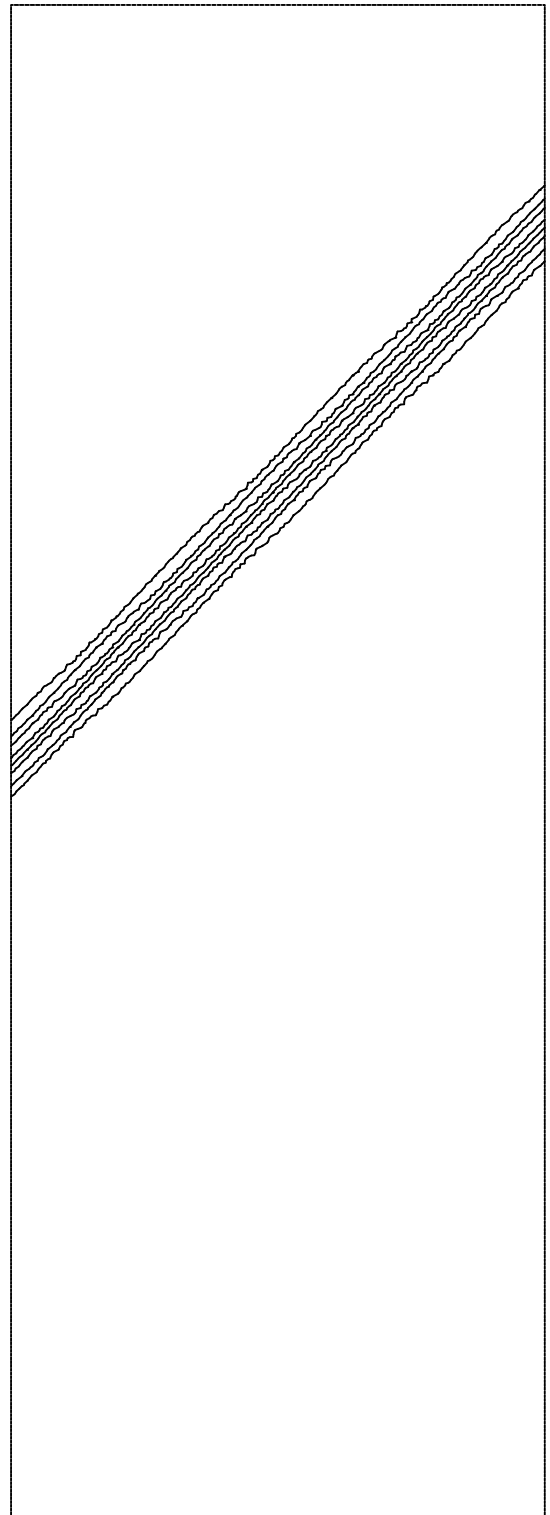
Schaal 1:200

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-4

INCREMENTS

STEP 100

5



Schaal 1:200

min.value 0.0000E+00 max.value 0.1477E-05

square test MC consolidation
QPLUTO square square/con-4

ISOLINEPLOT STEP 100