

Project : Verkennend onderzoek gevolgen bodemdaling bij Veendam ten gevolge van zoutwinning bij Veendam op basis van resultaten squeeze-test

Bijlage 3

Projectnummer : 17589-60259

### Overzicht van kosten voor toekomstige vervanging van kunstwerken naar produktievolume en type kunstwerk en per peilgebied (prijspel 1994)

Productie- volume m <sup>3</sup>	Type kunstwerk	Peilgebied										Totaal			
		G1	G2	G3	G4	H3	H4	H5	B4	O1	Tripscomp. diep				
1 x 10 <sup>6</sup>	gemaal stuw														-
	overig														-
															-
2 x 10 <sup>6</sup>	gemaal stuw				710.000									310.000	1.020.000
	overig				173.000									100.000	273.000
					226.000									190.000	416.000
3 x 10 <sup>6</sup>	gemaal stuw												250.000	100.000	250.000
	overig				173.000					86.500			100.000	100.000	546.000
													50.000	100.000	264.500
4 x 10 <sup>6</sup>	gemaal stuw														-
	overig														-
															-
5 x 10 <sup>6</sup>	gemaal stuw														186.500
	overig									86.500				100.000	147.500
										47.500				100.000	210.000
Totaal		151.000	318.500	-	1.455.000	134.000	-	400.000	86.500	-	1.200.000	100.000	100.000	273.000	258.500

Project : Verkennend onderzoek gevolgen bodemdaling ten gevolge van zourwinning  
bij Veendam op basis van resultaten squeeze-test

Bijlage 4

Projectnummer : 17589-60259

**Overzicht van kosten voor toekomstige vervanging van kunstwerken naar produktievolume en type kunstwerk (prijspeil 1994)**

Type kunstwerk	Produktievolume					Totaal
	1 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	2 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	3 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	4 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	5 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	
Gemalen	-	1.020.000	250.000	-	210.000	1.480.000
Stuwen	-	273.000	546.000	186.500	273.000	1.278.500
Overige kunstwerken	-	416.000	264.500	147.500	258.500	1.086.500
Totaal	-	1.709.000	1.060.500	334.000	741.500	3.845.000

**Overzicht van kosten van afkoop voor toekomstige vervanging van kunstwerken naar produktievolume en type kunstwerk en een effectieve rente van 3% (prijspeil 1994)**

Type kunstwerk	Produktievolume					Totaal
	1 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	2 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	3 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	4 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	5 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	
Gemalen	-	704.820	172.750	-	145.110	1.022.680
Stuwen	-	51.324	102.648	35.062	51.324	240.358
Overige kunstwerken	-	123.136	78.292	43.660	76.516	321.604
Afronding	-	720	310	278	50	1.358
Totaal	-	880.000	354.000	79.000	273.000	1.586.000

**Overzicht van kosten van afkoop voor toekomstige vervanging van kunstwerken naar produktievolume en type kunstwerk en een effectieve rente van 4½% (prijspeil 1994)**

Type kunstwerk	Produktievolume					Totaal
	1 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	2 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	3 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	4 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	5 x 10 <sup>6</sup> m <sup>3</sup>	
Gemalen	-	330.480	81.000	-	68.040	479.520
Stuwen	-	20.202	40.404	13.801	20.202	94.609
Overige kunstwerken	-	51.584	32.798	18.290	32.054	134.726
Afronding	-	734	798	909	704	3.145
Totaal	-	403.000	155.000	33.000	121.000	712.000



Reproduction of this document in whole or in part is allowed if due acknowledgement is made to the copyright owner.

© Shell Internationale Research Mij. B.V.

**Koninklijke/Shell Exploratie en  
Produktie Laboratorium**  
Shell Research B.V.

Publication 1277

November 1994

**MAGNESIUM-CHLORIDE BRINE PRODUCTION THROUGH CAVERN  
CONVERGENCE.**

by

Fokker,P.A., Kenter,C.J.,Steeneken,P.V.

Investigation: 6MT33051

Paper presented at the SMRI-Fall Meeting 1994, Hannover, Germany

Reproduction of this document in whole or in part is allowed if due acknowledgement is made to the copyright owner.

Neither Royal Dutch Petroleum Company nor the **Shell** Transport and Trading Company, p.l.c. nor any company of the Royal Dutch/Shell Group will accept any liability for loss or damage originating from the use of the information contained herein.

Although **SHELL** companies have their own separate identities the expression "**SHELL**" and "**GROUP**" are used for convenience to refer to companies of the Royal Dutch/Shell Group in general, or to one or more such companies as the context may require.

© Shell Internationale Research Maatschappij B.V., 1993.

**KONINKLIJKE/SHELL EXPLORATIE EN PRODUKTIE LABORATORIUM**

RIJSWIJK, THE NETHERLANDS  
(Shell Research B.V.)

**SUMMARY**

Billiton Refractories are currently - as a test - reducing the well head pressure of one of their solution mined caverns, to investigate the resulting cavern convergence and surface subsidence. Through this, brine saturated with magnesium salts is being produced. By adopting this method for all caverns, the drilling and development of new caverns can be postponed, which leads to large savings on investments and operational costs. The magnesium salts have a very low creep resistance and allow a fast cavern volume reduction. A clear disadvantage is the associated surface subsidence mainly resulting in problems related to the ground water table. Research has indicated that surface subsidence is to be expected anyway in the future as a result of density driven fracture and leakage through the cavern roof (bleeding off of fluid excess pressures).

This paper describes the experiences and views of Billiton Refractories concerning cavern operations and stability, fluid tightness, surface subsidence and abandonment.

**KEYWORDS**

brine, carnallite, bischofite, rocksalt, fracturing, squeeze, subsidence

## 1. INTRODUCTION

Billiton Refractories is solution mining magnesium salts in the North of Holland, thereby creating large (about 500 000 m<sup>3</sup> each) brine filled caverns. Since magnesium salts (mainly carnallite and bischofite) have much less creep resistance than rock salt, the caverns have a strong tendency to converge by salt squeeze, which is presently limited by operating at almost lithostatic fluid pressures.

Recent findings however (Fokker et al., 1992) indicate that caverns start to fracture and leak as soon as fluid pressures exceed the ambient salt stresses, which inevitably occur after cavern abandonment as a result of density differences between cavern fluid (brine) and the salt rocks. This will lead to surface subsidence over the coming centuries.

Therefore abandonment of caverns by plugging the casing was not considered desirable and it was decided in early 1993 to investigate the feasibility of cavern size reduction by lowering the fluid pressures. This allows squeeze of the magnesium salts and surface subsidence to occur during operational periods of the mine. A great advantage of this method is that large quantities of valuable brine can be gained from the mined out caverns, which will more than compensate the associated subsidence costs. Moreover subsidence is occurring during the operational period of the mining company rather than on an indefinite term thereafter.

Squeeze production requires both proper in situ measurements as well as scientific assistance to determine operational risks -if any- and to predict shapes and sizes of future subsidence bowls. For this reason a squeeze test was initiated, complemented with a Finite Element study.

### 1.1 Cavern field

Billiton's cavern field is located near the town of Veendam at a depth of roughly 1500 m. The shape of the caverns is largely dominated by the preferential dissolution of carnallite and bischofite and their respective stratification as well as by the application of an oil blanket during leaching. An artist's impression of the cavern shape is given in Fig. 1; the true shape is likely to be more complex. Twelve such caverns are or are being created.

## 2. SQUEEZE RELATED RESEARCH

In order to forecast the shape of the subsidence bowls, squeeze rates and hazardous situations (if any), a FE-simulation has been performed of the anticipated squeeze operation. For this purpose the Finite Element package DIANA was used. The objectives were:

- determination of squeeze rates as function of fluid pressure and squeeze volume
- time evolution of shear stress distributions in salt and overburden
- determination of shape and size of subsidence bowl

Simultaneously a study was started to determine the measures to minimise undesirable effects from the subsidence and assess related costs. As subsidence related water table changes have large implications for the Veendam agriculture, it was decided to perform this study in close co-operation with state and local authorities.

### 2.1 Uncertainties and approximations in FE modelling a cavern field

In order to simulate the behaviour of a cavern field, a number of assumptions and approximations have to be made, as summarised below:

- The dip of the salt layers, having a maximum of 20% (1:5), has been neglected to allow an axi-symmetric approach of the problem.
- Only the most important stratification has been taken into account (Fig 2). For the calculation cases a cavern is divided in two separate caverns with some 50 m of halite in between, which is a reasonable assumption according to coring logs. Below the cavern some 1500 m of halite is situated and on top some 100 m (being the cavern roof). In the upper part of the cavern mainly carnallite is present, modelled as a single 30 m layer, though in reality being mixed with halite. The lower part of the cavern is modelled by a bischofite layer of 10 m, embedded in carnallite layers of 15 m each. In reality carnallite, bischofite and halite are inter mixed more strongly here.
- The cavern shape is assumed to be rectangular; in reality a labyrinth type of transition between the cavern and the salt is more likely, given the preferential dissolution, the layering and dip of the salts.
- A cavern cluster cannot be modelled axi-symmetrically. The subsidence bowl resulting from a squeezing cluster has been calculated via two approximations. The cluster was either modelled as a central cavern surrounded by a circular (ring) shaped cavern or by superimposing the bowls resulting from a single squeezing cavern.
- The fluid volume of the cavern field after finalising the leaching will be roughly 4 million cubic metres. As some part of this fluid will be trapped in wash outs in the cavern wall or in the precipitate, it is not likely that (nearly) all fluid can be squeezed out within operational time (10-30 years). It is assumed that at least half the fluid volume (2 million m<sup>3</sup>) can be squeezed out within 10 years. More precise figures can only be obtained via squeeze experience.

- Little is known about the elastic properties of the overburden and its stratification. One single set of Young's modulus and Poisson's ratio has been assumed to apply for the full overburden. Few measurements have been performed on the Buntsandstein overlying the salt, having a Young's modulus of 10 GPa. The (average) Young's modulus is estimated to be in the range 1-15 GPa. The Poisson's ratio is set at 0.25
- It is assumed that the overburden will remain elastic during all stages of the squeeze operation. If overburden shear stresses grow to such values that inelastic deformation can be anticipated, a suitable deformation law has to be inserted. Avoiding this situation by changing the squeeze strategy is probably the best solution.
- Pre-existing faults may influence the overburden response to deformation. Seismic maps gave no indication of any such faults in the vicinity of the cavern field. Moreover, shearing of existing faults is not to be expected as the shear stresses are hardly increased from the initial values and even decrease by the arching effect (increasing horizontal stresses and decreasing vertical stresses).
- The creep properties of the respective salts are not precisely known. It should be realised that creep laws are only curve fitting laws and that creep rates for identical situations can vary within at least an order of magnitude for different creep tests.

## **2.2 Experience from previous periods of reduced pressure mining**

In 1987 and 1988 the fluid pressure in four caverns was lowered to a maximum of 7 MPa below lithostatic, the cavern of the present test being one of them. A grand total of 60 000 m<sup>3</sup> was squeezed out of the cavern, which is now again depressurised for testing. The measured relation between cavern pressures, efflux rates and total efflux must match with the simulations for all combinations of material parameters (though within the range of uncertainty). Unfortunately, subsidence measurements over this period were inconclusive as the measured bowl was either too shallow or too narrow, as according to theory convergence volume has to approximate the volume of the subsidence bowl. Levelling at insufficient landmarks is probably the main cause.

## **2.3 Predictions of future subsidence bowls**

Subsidence bowls of the cluster of caverns have been determined in two ways:

- Superposition of the subsidence bowls of individual caverns, neglecting cavern interaction (rendering a slightly oval shaped bowl)
- Adding a ring cavern around a central cavern and hence assuming maximum cavern interaction. (rendering a circular bowl)

Combined with the two extremes in overburden stiffness (with appropriate creep parameters to match the test from 1987/88, see appendix A1) this renders four subsidence bowls. All graphs have been based on a total of 2 million cubic metres cavern volume reduction. This is somewhat arbitrary, as it is not certain which amounts can be squeezed within reasonable operational periods. Two million is the best estimate so far. The time span was some 10 years in each case.



## 2.4 Calculation results

A number of calculations were performed, calculating subsidence bowls for the total of 2 million cubic metres combining stiff or soft overburdens with single or ring caverns. There appeared to be only minor differences between the bowls resulting from the ring cavern or from the superposition of bowls, where changing the overburden stiffness had a much more pronounced effect.

The maximum subsidence predicted is 35 cm in the case of the soft overburden. The subsidence bowl is consequently narrow (decimated at 2 kilometres, halved at 1 kilometre). The minimum subsidence is some 10 cm, in case of a stiff overburden. The subsidence is halved at some 2 km and decimated at some 4 km.

Presently the consequences of subsidence are still under investigation. It is however clear that (for a squeeze volume of 2 million m<sup>3</sup>):

- The costs of a deep and narrow bowl exceed the ones of a shallow and wide bowl
- Subsidence related costs are lower than the profits out of squeeze and are mainly related to measures to be taken to adjust the water table, dike - and quay heads and outlets of sewers.

### 3. SQUEEZE TEST

Given the many uncertainties the need became clear to perform a squeeze test to fit the FE-calculations and check on other assumptions. The squeeze volumes during such a test should be sufficient to create a measurable subsidence bowl, i.e. having a depth of at least 1 cm. It was decided to squeeze a single cavern over a relatively short time, concentrating all subsidence in a bowl of relative large depth (as function of squeeze volume). The maximum squeeze volume was set to 150 000 m<sup>3</sup> to be sure that no measures had to be taken yet to correct the water table in the bowl. The test was started in June 1993 and is still going on while writing this article (August 1994). Subsidence is measured every 50 000 m<sup>3</sup> of squeeze and both squeeze volumes and cavern fluid pressures are continuously measured.

#### 3.1 Squeeze results

The first results of the squeeze test indicate that production via squeeze proceeds virtually without problems. At this moment 125 000 m<sup>3</sup> of brine have been produced from a single cavern with no indication of a limit to squeeze yet. The fluid pressure deficit with respect to lithostatic has been increased from 20 bars to roughly 130 bars, lowering the wellhead pressure (cavern fluid pressurisation above hydrostatic) from 150 bars to 40 bars to maintain an average brine production (before dilution) of 2500 m<sup>3</sup> per week. The subsidence bowl was measured and displayed a maximum subsidence of some 1.2 cm per 100 000 m<sup>3</sup>, halved at roughly 1 km from the centre.

After some months (Sept. 1993) it appeared that a limited connection was created with an adjacent cavern, observed by a slowly dropping fluid pressure here. As there is still considerable pressure difference between the caverns (60 bars) there is still no full connection. This can be explained by stress arching around the squeezing cavern, which results in stress reduction extending to the adjacent cavern (wall). Such a (vertical) stress distribution is shown in Fig. 2. If these stresses drop below the fluid pressure in the adjacent cavern, a fracture can be expected, partly connecting both caverns. When the fluid pressure in the adjacent cavern has dropped sufficiently the fracture will close again, by which a full connection is prevented (unless salts in the fracture can dissolve in case of under saturated brines). The amount of brine, which flowed to the squeezing cavern is believed to be small (smaller than 10 000 m<sup>3</sup>).

#### 3.2 Simulation of squeeze test

A FE-simulation was performed at intermediate values of both the stiffness of the overburden (3 GPa) and the creep parameters (see appendix A1), which turned out to be a lucky choice. Measured and calculated squeeze volumes matched excellently (see Figs. 3 and 4). Comparison of the maximum subsidence levels renders a good match (Fig. 5). Where 1.5 cm subsidence per 100 000 m<sup>3</sup> is predicted, is 1.2-1.3 cm measured. A better estimation of the equivalent overburden stiffness would probably be 4 GPa. The predicted and measured radii of halved subsidence are both 1 km. A radius of 2 km for decimated subsidence is predicted but cannot be measured as this subsidence is in the range of measuring error.

Extrapolating the squeeze results to the full squeeze of all caverns, renders a maximum subsidence of about 1 cm per 100 000 m<sup>3</sup>, amounting to 20 cm at 2 million m<sup>3</sup> of squeeze. The subsidence will be halved and decimated at some 1.5 and 3 km respectively.

#### 4. CAVERN AND OVERBURDEN STABILITY DURING SQUEEZE

Squeeze disturbs the initial stress state in the salt and the overburden, by which the shear strength of the rocks or existing faults may be exceeded. Loss of integrity of the cavern or shearing of faults and related effects may result. Initially the shear stresses in the salt are small or absent, resulting from their creep behaviour. The overburden has initial shear stresses with a  $K_0$  ratio of about 0.4. A plot of the shear stresses (Fig. 6) shows that differential stresses remain low in the rocksalt and even decrease in the overburden overlying the cavern. This last result is due to the arching effect around the cavern, increasing horizontal stresses and decreasing vertical stresses. Even if faults are present, they are unlikely to slip. Seismic maps did not indicate any faults in the vicinity of the cavern field, which does not guarantee their absence however. It is expected that squeeze is possible without loss of integrity of either overburden rock or rocksalt.

**5. MINE STRATEGY**

Awaiting the final test results, it is expected that brine production in the near future will take place by squeeze mainly, assisted by limited solution mining. Given the expected squeezable brine quantities in the caverns (2 million m<sup>3</sup>) and the brine requirement of some 25 000 m<sup>3</sup> per month, squeeze alone can satisfy the brine demands for at least 7 years. The fluid pressures in the caverns will be held at similar values during squeeze to avoid future cavern connections. Subsidence will be monitored regularly. Provisions will be planned and made for the adjustments of water tables in the bowl to minimise agricultural losses, in close co-operation with local authorities.

## 6. CONCLUSIONS

It is favourable to precede abandonment of solution mined caverns in magnesium salts by squeeze, thus minimising the cavern volume before ~ and subsidence after abandonment. Subsidence -that would otherwise occur anyway on the long term as a result of cavern leakage- is now forced to appear within the operational period of the mine, where valuable magnesium brine can be squeezed out. Drilling and development of new caverns can be postponed saving on investments and operational costs.

Research has indicated that squeeze can be a safe operation and can be well controlled. FE-calculations are well in line with the results of the current squeeze test. After squeezing 2 million cubic metres of brine, a subsidence bowl is expected with a depth of 20 cm and radii for halved and decimated subsidence of 1.5 and 3 km respectively.

Squeeze is anticipated to be Billiton's most important means of brine production for the coming decade. Subsidence will be regularly measured and measures will be taken to minimise any negative side effects related to subsidence.

## Reference

Fokker, P.A., Kenter, C.J., Rogaar, H.P.: "The Effect of Fluid Pressures on the Mechanical Stability of (Rock) Salt", 7-th symp. on salt (1992), pp. 75-82, Elseviers 1993

## APPENDIX A : MATERIAL PARAMETERS

The applied material parameters are summarised below. The secondary creep parameters are according to the formula:

$$\dot{\epsilon} = A_1 \exp\left(\frac{-Q_1}{RT}\right) \sigma^{n_1} + A_2 \exp\left(\frac{-Q_2}{RT}\right) \sigma^{n_2}$$

Carnallite and bischofite can be found at some 1600 m depth only, at a temperature of 70 °C. The temperature term is omitted here.

A cavern is inserted in the mesh by giving the elements which model the brine an extremely low creep resistance. Uncoupling two rows of elements over a certain length, and adding a distributed load here simulates the brine pressure, allowing cavern volume reduction. The brine is given a bulk modulus K of 1667 MPa and very low creep resistance. Measurements at the cavern indicate a cavern elastic response of 1000 m<sup>3</sup> per MPa fluid pressure, in reasonable agreement with the given bulk modulus.

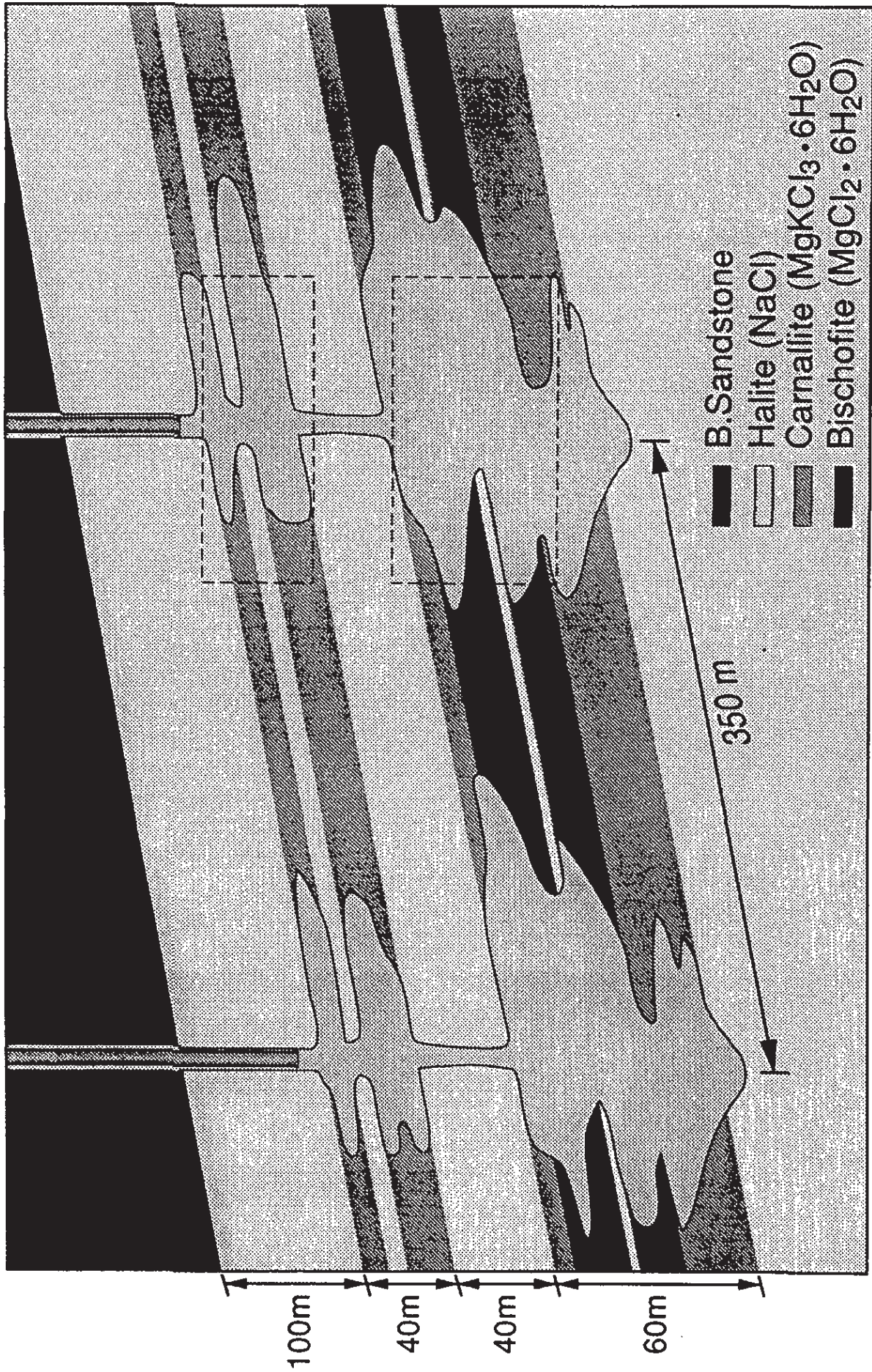
	Young's mod. E (MPa)	Poisson's ratio v	n <sub>1</sub>	Q <sub>1</sub> /R (°K)	n <sub>2</sub>	Q <sub>2</sub> /R (°K)	Density (t/m <sup>3</sup> )
bischofite	1,800	0.35	3.5	-	1.5	-	1.6
carnallite	5,500	0.35	5	-	-	-	1.6
halite	30,000	0.35	4.5	8000	1	3240	2.2
overburden	variable	0.25	-	-	-	-	2.0
brine	500	0.35	1	-	-	-	1.3

The primary creep of halite is written via a temperature extended Menzel-Schreiner or Lemaitre law.

$$\dot{\epsilon} = A \left( \frac{\sigma}{\sigma_0 \epsilon^\beta} \right)^n$$

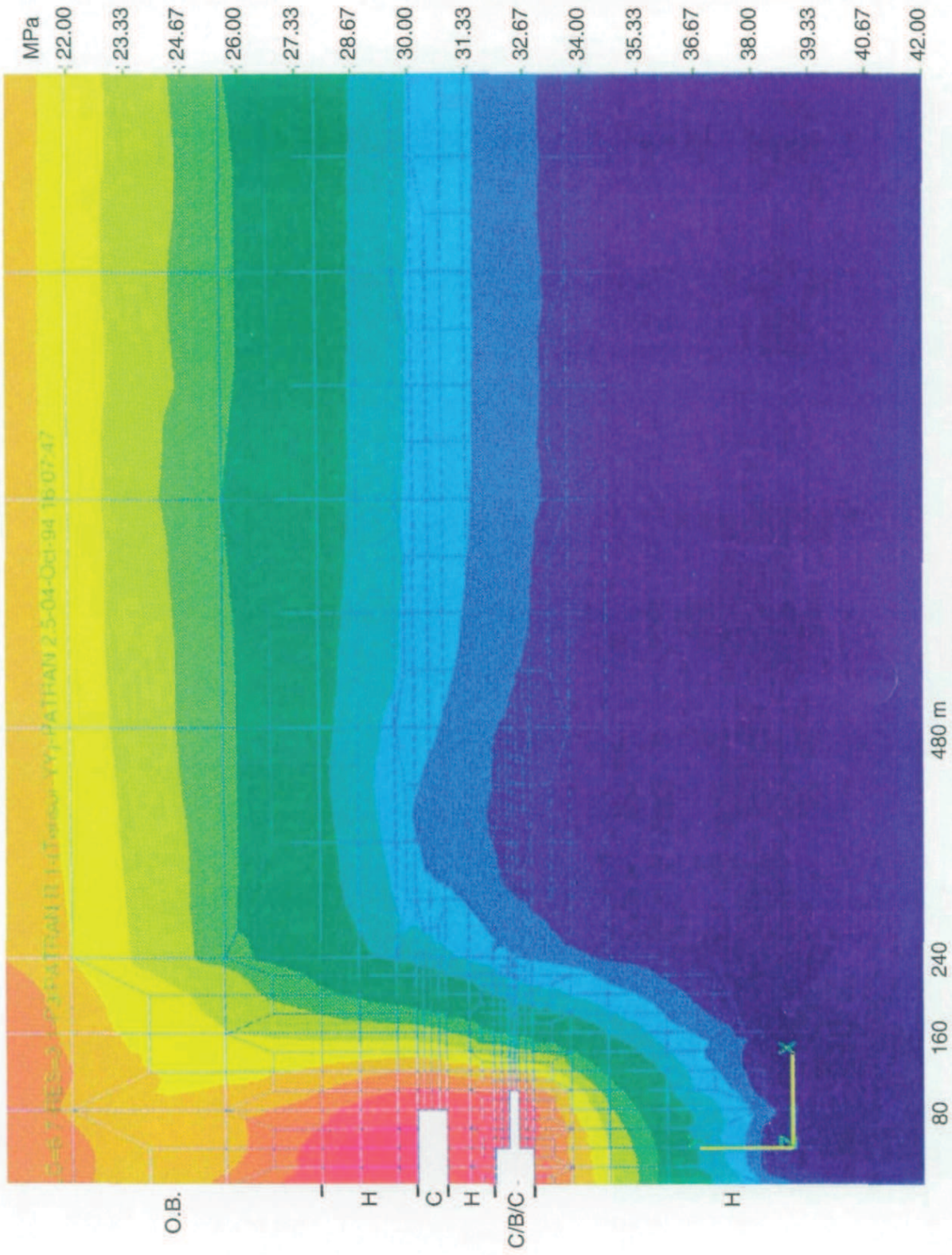
Best guesses for Veendam halite at 70 °C are  $\beta=0.2$ ,  $n=10$ ,  $A=1$  /s,  $\sigma_0=269$  MPa .

	stiff overburden / high creep	soft overburden/ slow creep	squeeze test calculation
E(overburden)	15,000 MPa	1,000 MPa	3,000 MPa
A <sub>1</sub> (bischofite)	2*10 <sup>-8</sup>	2*10 <sup>-8</sup>	2*10 <sup>-8</sup>
A <sub>2</sub> (bischofite)	3*10 <sup>-8</sup>	0.6*10 <sup>-8</sup>	3*10 <sup>-8</sup>
A <sub>1</sub> (carnallite)	4*10 <sup>-11</sup>	0.9*10 <sup>-11</sup>	2.6*10 <sup>-11</sup>
A <sub>1</sub> (halite )	2.25*10 <sup>-4</sup>	0.56*10 <sup>-4</sup>	2.25*10 <sup>-4</sup>
A <sub>1</sub> (brine)	4*10 <sup>-5</sup>	4*10 <sup>-5</sup>	4*10 <sup>-5</sup>



Artist's impression of the Veendam cavern shape





Vertical stress distribution in vicinity of cavern

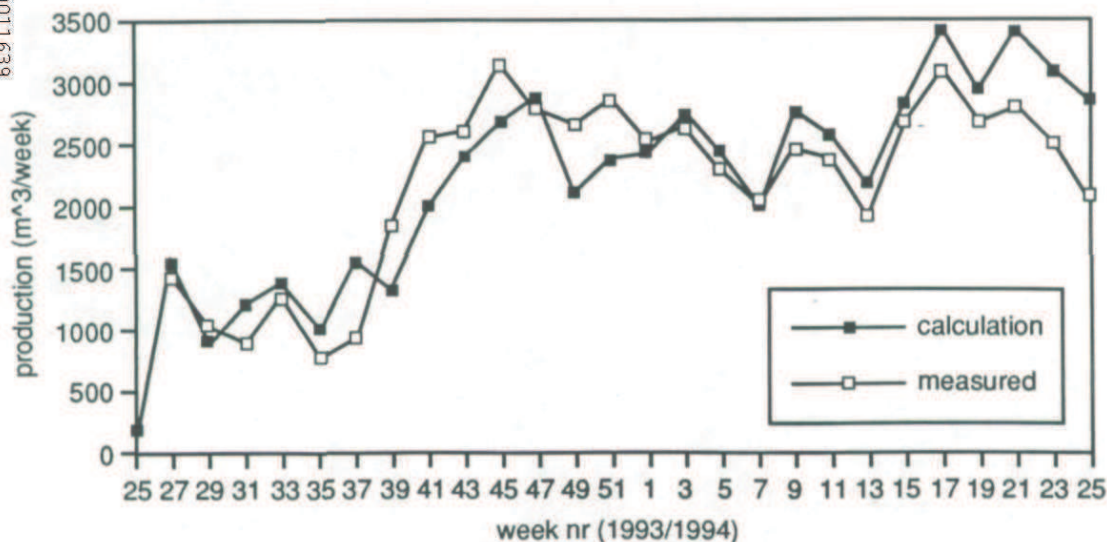


Fig.3 Squeeze rate as two week's average

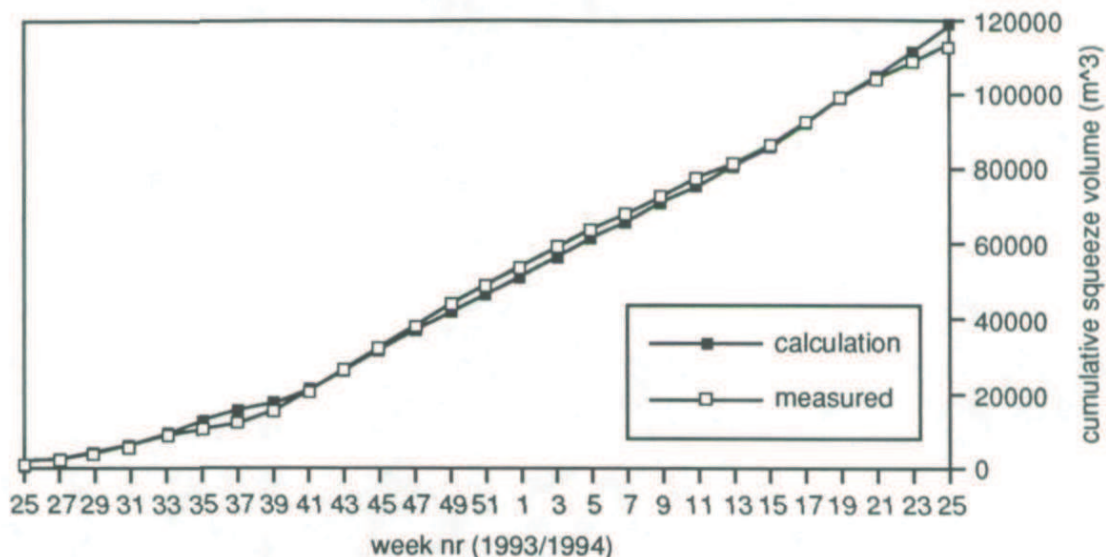


Fig.4 Cumulative calculated and measures squeeze volumes

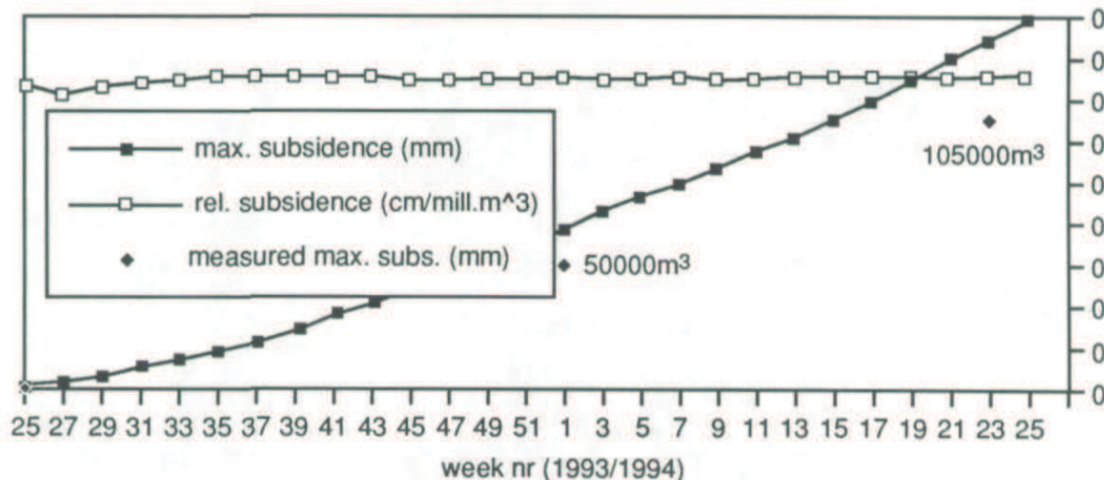
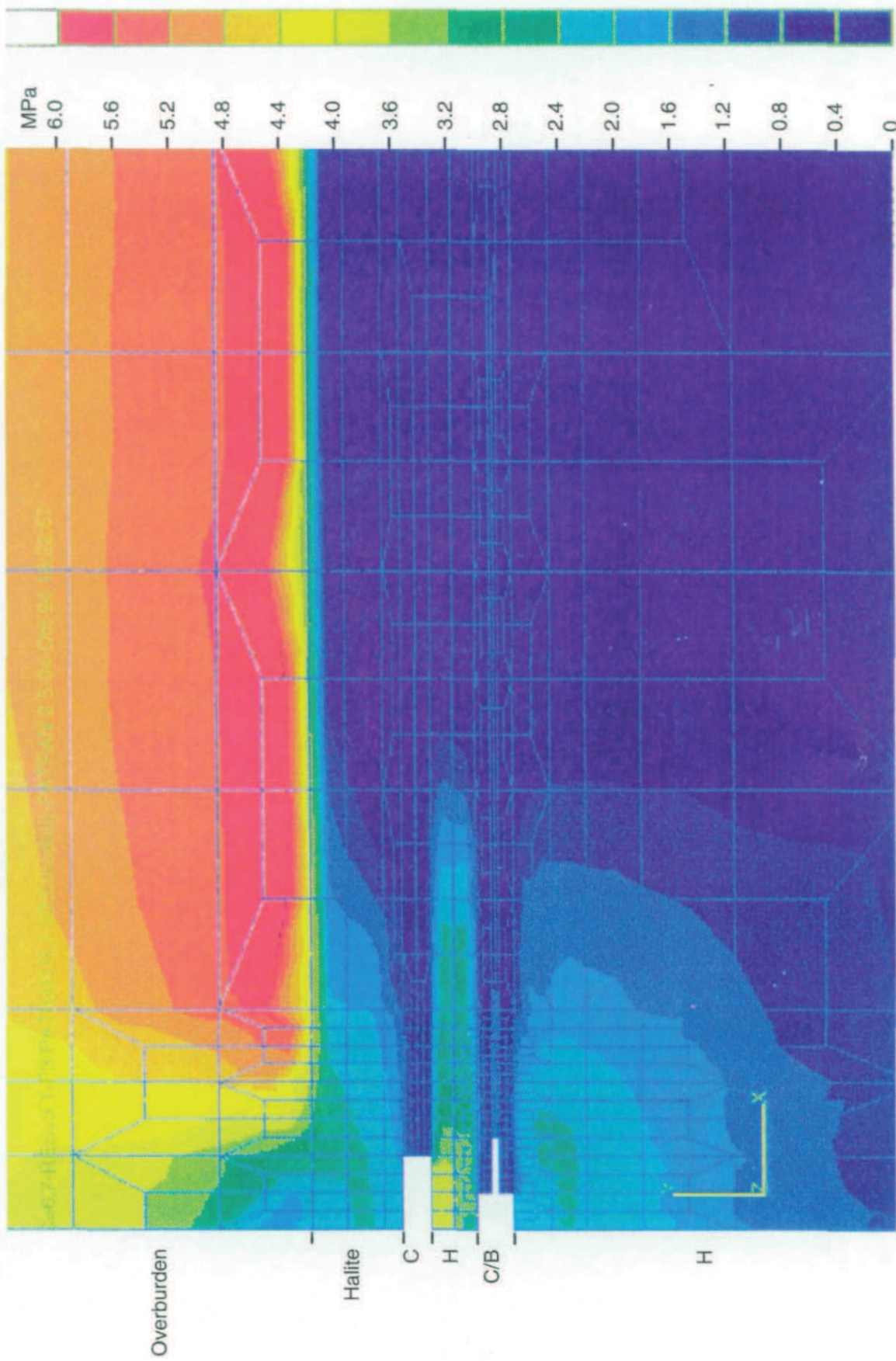


Fig.5 Calculated maximum and relative subsidence vs measured subsidence



Octahedral shear stress distribution in vicinity of cavern

**Vervorming van de bovengrond  
door NEDMAG zoutwinning en  
schade aan bebouwing  
definitief**

**CO352471/07 versie 5  
juli 2001**

**Vervorming van de bovengrond door  
NEDMAG zuitwinning en schade aan  
bebouwing**

definitief

CO352471/07

juli 2001

Opgesteld in opdracht van:  
**NEDMAG INDUSTRIES MINING &  
MANUFACTURING  
POSTBUS 241  
9640 AE VEENDAM**

**AFDELING STRATEGISCH ONDERZOEK**  
Projectleider : drs. G.A.M. Kruse  
Projectbegeleider: dr.ir. P. van den Berg

**GeoDelft**

Stieltjesweg 2, 2628 CK DELFT  
Postbus 69, 2600 AB DELFT  
Telefoon (015) 269 35 00  
Telefax (015) 261 08 21  
Postbank 234342  
Bank MeesPierson NV  
Rek.nr. 25.92.35.911

rapportnr: CO352471/07		datum rapport: juli 2001			
titel en subtitel: Vervorming van de bovengrond door NEDMAG zoutwinning en schade aan bebouwing		behandelende afdeling: Strategisch Onderzoek			
		projectnaam: NEDMAG Bodemdaling			
projectleider(s): drs. G.A.M. Kruse		projectbegeleider(s): dr.ir. P. van den Berg			
naam en adres opdrachtgever: NEDMAG INDUSTRIES MINING & MANUFACTURING POSTBUS 241 9640 AE VEENDAM		referentie opdrachtgever: brief dd. 21-03-2000			
		type rapport: definitief			
<p>samenvatting rapport:</p> <p>De vervorming van de bodem bij bodemdaling als direct gevolg van zoutwinning door NEDMAG is nagegaan voor een hypothetische bodemdaling met een maximum diepte van ongeveer 1.1 m. De vervormingen betreffen scheefstand, horizontale rek en kromming. De vervormingen zijn beschouwd aan de hand van berekeningen van bodemdaling en vervorming die zijn geïjkt aan gemeten bodemdaling. Indirecte effecten van de bodemdaling zijn elders nagegaan. Behalve de daling van het maaiveld zijn de vervormingen als direct gevolg van de bodemdaling zeer gering, mede omdat de bodemdaling zich over een relatief groot gebied verdeelt. De berekende vervormingen zijn lager dan de schadecriteria die in de literatuur worden gegeven.</p>					
opmerkingen:					
trefwoorden: zoutwinning, bodemdaling, horizontale rekken, relatieve rotatie		verspreiding: NEDMAG			
opgeslagen op: N:\ onder titel: \WDG- SV6\KRU\projecten.gd\350000\352471\so\Rapport\CO352471_5.doc				aantal blz.: 33	
versie:	datum:	opgesteld door:	paraaf:	gecontroleerd door:	paraaf:
1	1-2-2001	ir. J.P. Puijksma, drs. G.A.M. Kruse		drs. G.A.M. Kruse	
2	21-2-2001	ir. J.P. Puijksma		drs. G.A.M. Kruse	
3	6-4-2001	ir. J.P. Puijksma		drs. G.A.M. Kruse	
4	16-6-2001	ir. J.P. Puijksma		drs. G.A.M. Kruse	
5	24-6-2001	ir. J.P. Puijksma		drs. G.A.M. Kruse	

## INHOUDSOPGAVE

1	Inleiding	1
1.1	Effect bodemdaling op de waterbeheersing	2
1.2	Kans op schade door aardtrillingen als gevolg van zoutwinning	2
1.3	Direct effect van de bodemdaling op constructies	3
1.4	Schadeafhandeling door bodemdaling	3
2	Vervorming van de bovengrond	5
2.1	Zoutwinning en bodemdaling	5
2.2	Bodemdaling door gaswinning	5
2.3	Metingen en voorspellingen bodemdaling	5
2.4	Vervorming in de grond en in gebouwen	9
2.4.1	Helling en scheefstand	9
2.4.2	Kromming, kromtestraal en relatieve rotatie	10
2.4.3	Horizontale rek	13
3	Criteria voor schade aan gebouwen	16
4	Vergelijk van berekeningsresultaten met de criteria voor schade aan gebouwen	19
4.1	Effecten van de zoutwinning	19
4.2	Effecten gaswinning	20
5	Conclusies ten aanzien van schade aan bebouwing	21
6	Bibliografie	22

## 1 Inleiding

Bij de dorpen Trips- en Borgercompagnie en de gemeente Veendam produceert NEDMAG INDUSTRIES magnesiumzouten sinds 1972. De zouten worden door oplosmijnbouw gewonnen, wat inhoudt dat er water onder hoge druk in de diepe zoutlagen wordt gespoten, alwaar de zouten oplossen tot een pekkel met hoge zoutconcentratie (voornamelijk magnesium-chloridezouten). Hiertoe heeft NEDMAG tussen 1972 en 1991 twaalf putten geboord tot in de magnesiumzouten, die zich op een diepte van ongeveer 1500 meter onder het maaiveld bevinden. Water wordt geïnjecteerd en pekkel wordt naar boven gehaald via in deze putten afgehangen buizen.

Doordat de magnesiumzouten oplossen ontstaan ondergrondse holtes (cavernes), die gevuld zijn met magnesiumchloridepekkel. Deze cavernes kunnen volumes hebben van een miljoen kubieke meter of meer, equivalent aan het volume van een bol met een diameter van 140 m. Sinds NEDMAG een nieuwe mijnmethode hanteert (1993 als proef; 1995 als officiële methode via een door het Ministerie van Economische Zaken goedgekeurd ontginningsplan) treedt hierbij een aanzienlijke bodemdaling op. De belangrijkste redenen om van ontginningsplan te veranderen waren toen:

- Er was door wetenschappelijk onderzoek aangetoond dat de ondergrondse pekkelvolumes, gecreëerd met de oude methode, in de loop van de honderden jaren (na verlaten van de putten door NEDMAG) uit de cavernes zouden ontsnappen, waarbij bodemdaling zou optreden terwijl er dan geen mijnbouwmaatschappij meer actief is.
- Met de nieuwe methode de ondergrondse zoutvoorraden veel effectiever kunnen worden benut en er per put veel meer pekkel van een hogere kwaliteit gewonnen kan worden.

De methode komt erop neer dat men de magnesiumzouten de gelegenheid geeft naar de cavernes toe te stromen. De redelijk vloeibare (laag-visceuze) magnesiumzouten worden door het gewicht van de bovengrond naar de cavernes toegeperst, zoals men een tube tandpasta uitperst. De pekkel in de caveerne wordt daarbij via de put naar het oppervlak gedrukt en kan door NEDMAG voor zijn productie benut worden. Omdat de magnesium-zoutlagen dunner worden zakt ook de bovengrond als gevolg van zwaartekracht. De daling is het grootst boven de cavernes en loopt langzaam af met de afstand tot het caveerneveld. Bij deze methode treedt bodemdaling versneld op, waardoor de gevolgen door NEDMAG kunnen worden opgevangen en vergoed uit de opbrengst van het extra gewonnen zout.

NEDMAG heeft in 2000 te kennen gegeven deze mijnmethode voor langere tijd te willen continueren en heeft bekeken wat de directe en indirecte gevolgen zijn van de bodemdaling op de omgeving. Hiertoe zijn een aantal studies uitgevoerd door GeoDelft en door anderen (ingenieursbureaus Oranjewoud en TAUW) naar de gevolgen van bodemdaling.

NEDMAG heeft allereerst studies laten uitvoeren naar de vorm van de bodemdalingssom zoals die eruit ziet indien tientallen jaren wordt doorgegaan met de huidige manier van zoutwinnen.

GeoDelft heeft met een aan de waterpasmeteringen gekoppeld berekeningsmodel de bodemdalingssom berekend bij een zakking in het diepste punt van 35, 65 en 115 cm bodemdaling. De



waterpasmetingen zijn uitgevoerd door het bureau Oranjewoud, dat hiertoe een dicht net waterpaspunten heeft aangebracht in de omgeving van de winninglocaties. Algehele conclusie is dat de bodemdaling een zeer gelijkmatig verloop heeft en goed te correleren is aan de productie van zout. Er blijkt een direct verband te zijn tussen de bodemdaling en de ondergrondse convergentie (het volume zout dat naar de caverne geperst is)

Met deze gegevens is vervolgens een studie gedaan naar:

- Effect van de bodemdaling op de waterbeheersing
- Kans op schade door aardtrillingen (als gevolg van zoutwinning)
- Direct effect van de bodemdaling op gebouwen (deze studie)

### **1.1 Effect bodemdaling op de waterbeheersing**

Het effect van bodemdaling op de waterbeheersing is, met de bodemdalingprognoses van GeoDelft, nagegaan door het ingenieursbureau TAUW, voor de situaties van een maximale bodemdaling van 35, 65 en 115 cm. Deze studie is uitgevoerd in nauwe samenwerking met het waterschap Hunze en Aa's, de gemeentes Veendam en Menterwolde en met adviseurs van de provincie Groningen, de commissie Bodemdaling door Aardgaswinning Groningen en het Staatstoezicht op de Mijnen.

Die studie is opgezet om een eerste aanzet te geven voor een waterbeheersingsplan voor de komende tientallen jaren. Uitgangspunt van dit plan is dat de sloot- en grondwaterstand in het gebied dient mee te veranderen met de bodemdaling. De bovengrond moet niet te nat of te droog worden. Bij te grote daling van de grondwaterspiegel kan de fundering van huizen ongelijkmatig zakken door klink van klei of veen en bij een te grote stijging kunnen kelders onderlopen of kruipruimtes te vochtig worden. Ook de landbouw kan nadelige gevolgen ondervinden van grondwaterwijzigingen.

Schade door waterspiegelwijzigingen zijn een indirect gevolg van de zoutwinning: indien men de relatieve waterspiegel onveranderd laat door aanpassingen, treedt zulke schade niet op. Opgemerkt wordt dat schade ook optreedt wanneer de waterspiegel om een andere reden wijzigt (bijvoorbeeld om landbouwtechnische redenen).

Genoemde studie zal in de loop van het jaar 2001 door het waterschap verder uitgewerkt worden, ook om te zien of er nog knelpunten zijn met betrekking tot de aanpassing van de waterstanden.

### **1.2 Kans op schade door aardtrillingen als gevolg van zoutwinning**

Er is tot op heden geen enkele trilling in het gebied van de zoutwinning gerapporteerd. GeoDelft heeft reeds in 1995 een studie gemaakt naar de kans op een aardtrilling of aardbeving door zoutwinning [GD 1995]. Conclusie van dat onderzoek is dat de kans op schadeveroorzakende bevingen klein is. Het zich voordoen van voelbare bevingen bij oplosmijnbouw is overigens heel ongebruikelijk, waarschijnlijk omdat het zout zelf te plastisch is om schokken te genereren en omdat de zoutwinning niet vaak plaats vindt bij grotere breuken. Gas- en oliewinning treedt vaak juist wel op bij grotere breuken, omdat juist bij deze breuken het gas zich ophoopt.

Opgemerkt wordt dat zwaardere (schadeveroorzakende) bevingen die bij mijnbouw optreden (winning gas, olie, kolen, en dergelijke) vaak voorafgegaan worden door lichtere bevingen (zoals waarbij kopjes op tafel kunnen gaan trillen).

### **1.3 Direct effect van de bodemdaling op constructies**

Behalve schade door wijziging van de grondwaterstand en door aardtrillingen, is het mogelijk dat er directe schade optreedt door bodemdaling, die niet door een goed grondwaterbeheer voorkomen kan worden.

De bodemdaling in het gebied heeft een zeer gelijkmatig verloop in tegenstelling tot de ongelijkmatige bodemdaling, zoals bijvoorbeeld bij instortingskraters, die bij ondiepe mijnbouw wel voor kan komen. Bij zulke ongelijkmatige bodemdaling kan schade ontstaan door grote relatieve verplaatsingen in de grond onder een constructie waarbij gemakkelijk scheuren ontstaan.

Dit rapport vergelijkt de bodemvervorming, zoals deze berekend is voor de maximale bodemdaling, met vergelijkingsmateriaal uit velerlei bronnen om te kunnen bepalen wat de kans op schade is. Deze bronnen komen niet allemaal uit de mijnbouw, maar ook uit de normale bouw. Vergelijkbare of veel ernstiger bodemvervormingen komen namelijk veel voor bij het graven van tunnels, het graven van bouwputten en bij klink door grondwaterwijzigingen.

De algemene conclusie van dit rapport is dat er weinig schade aan bebouwing te verwachten is als direct gevolg van zelfs een meter bodemdaling. Dit is echter geen garantie dat hierdoor nergens schade zou kunnen optreden, omdat er speciale omstandigheden kunnen bestaan bijvoorbeeld met betrekking tot de toestand van een huis en de ondergrond. In voorkomende gevallen zal een nader onderzoek van een specifiek huis of gebouw en zijn specifieke ondergrond moeten gaan uitwijzen of de directe bodemdaling invloed heeft gehad en of de geconstateerde scheuren hiertoe te herleiden zijn.

### **1.4 Schadeafhandeling door bodemdaling**

De afhandeling van schade is geen onderdeel van de hier gerapporteerde studie en is een kwestie tussen de schadehebbende en schadeveroorzaker. NEDMAG heeft een protocol voor afhandeling van schade opgesteld dat bij de betrokken gemeenten, de provincie en bij NEDMAG zelf gedeponerd is. In deze paragraaf wordt voor de volledigheid van deze rapportage de strekking van dat protocol weergegeven.

Wanneer de eigenaar van een constructie meent schade te hebben door bodembewegingen door de NEDMAG zoutwinning zal deze zich tot NEDMAG moeten wenden. NEDMAG heeft in een protocol toegezegd die schade te zullen vergoeden, waarvan aannemelijk gemaakt kan worden dat deze door bodemdaling veroorzaakt wordt. Aannemelijk wil zeggen dat er geen absolute zekerheid nodig is dat de schade door bodemdaling wordt veroorzaakt, maar dat:

- de schade door bodemdaling kan zijn opgetreden (niet met redelijke zekerheid uit te sluiten)
- er geen veel aannemelijker schade-oorzaak bestaat.

Als voorbeelden worden genoemd: Voor een claim over een gebouw buiten het bodemdalinggebied zal niet snel aannemelijk gemaakt kunnen worden dat er een verband met de zoutwinning kan bestaan. Bij een schadegeval binnen het bodemdalingsgebied kan de bodemdaling op voorhand niet als veroorzaker worden uitgesloten, tenzij er zeer sterke aanwijzingen voor de hand liggen dat de oorzaak elders ligt (aanwijzingen voor andere oorzaken kunnen het recentelijk graven van een kelder zijn of recente verbouwingen aan de constructie van het huis of een reeds bestaand uitgebreid scheurenpatroon uit het verleden). NEDMAG zal bij twijfel een schade-expert inschakelen met het verzoek de oorzaak van de schade te onderzoeken. Indien het dan aannemelijk is dat de bodemdaling geheel of ten dele de oorzaak is, zal NEDMAG deze schade geheel of voor het betreffende deel vergoeden.

Mocht NEDMAG en een schadehebbende niet tot uitsluitel kunnen komen, dan wordt er een adviescommissie van onafhankelijke schade-experts samengesteld. Deze commissie zal een door NEDMAG betaald onderzoek doen naar de oorzaak van de schade, het schadebedrag, en het aandeel van de bodemdaling hierin.

Belangrijke betrokkenen bij de mijnbouwactiviteiten en bij mogelijke schade daardoor zijn het waterschap, Staatstoezicht op de Mijnen, de gemeenten Veendam en Menterwolde en de provincie Groningen.

Het waterschap Hunze en Aa's is in het betrokken gebied de verantwoordelijke instantie voor het waterbeheer, inclusief invloeden op de grondwaterstanden. NEDMAG is niet bevoegd waterstanden te wijzigen. Klachten over een te hoge of lage grondwaterstand moeten dan ook in eerste instantie bij het waterschap gedeponerd worden.

De controle op de mijnbouwactiviteiten geschiedt door de Dienst Staatstoezicht op de Mijnen (SodM) te Voorburg. Deze dienst valt onder het Ministerie van Economische Zaken. Het SodM controleert de mijnondernemingen op (onder andere) het naleven van de voorschriften, zoals die in de Mijnwet, de concessie en andere wetten en voorschriften staan. Deze dienst controleert ook of de bodemdalingsmetingen met voldoende precisie wordt uitgevoerd door een onafhankelijke en kundige firma. Het SodM beoordeelt ook de bodemdalingvoorspellingen en de rapporten die geschreven worden rondom mijnbouwkundige aspecten. De dienst voert ook het voorwerk uit met betrekking tot verlening van de vergunningen en concessies voor het Ministerie van Economische Zaken.

De provincie, de gemeentes en het waterschap zijn ook op de hoogte van de aspecten rond de bodemdaling, maar zijn geen wettelijk verantwoordelijke instanties voor de mijnbouw en de bodemdaling. Omdat zij wel een belangrijke rol hebben als beheerder van het gebied waar de bodemdaling door zoutwinning optreedt en omdat zij een verantwoordelijkheid hebben naar de burger, volgen zij de gevolgen en de te treffen maatregelen kritisch.

## 2 Vervorming van de bovengrond

### 2.1 Zoutwinning en bodemdaling

Alle mijnbouw (en andere ondergrondse bouw) heeft te maken met bodemdaling. Door een gat in de diepe ondergrond te maken wordt het natuurlijke krachten spel in de gesteentes verstoord met meestal als gevolg dat de bodem gaat dalen. Het gewicht van alle boven het gat liggende grond en gesteente moet herverdeeld worden rondom dat gat. Nu heeft zout een zeer speciale eigenschap ten opzichte van vrijwel alle andere gesteentes: het kan deformeren bij relatief lage spanningen en binnen relatief korte tijd. Zout kan vergeleken worden met materialen als asfalt of kaarsvet, die qua gedrag ergens tussen een vast en vloeibaar materiaal zitten. Hoe hoger de belasting op het materiaal, hoe hoger de temperatuur en hoe langer men wacht hoe meer zout kan vervormen (zonder te breken of te scheuren).

Indien de drukken in de zoutcaverne aanzienlijk lager zijn dan de druk (gemiddelde spanning) in de zoutlagen, stroomt het zout naar de caverne toe. Dicht bij de cavernes stroomt het zout het snelst en de zoutlaag wordt iets dunner. De bovenliggende gesteentes bewegen met het zout mee naar beneden, waardoor een bodemdalingskom ontstaat.

De meeste zoutcavernes in steenzout (keukenzout) op 1000 tot 1500 diepte, waarin geen zout meer wordt opgelost, worden 1- 2% per jaar kleiner door het toevloeien van zout. Dit dichtvloeien wordt caverne-convergentie genoemd. De bodemdaling bedraagt meestal niet meer dan enkele millimeters per jaar.

De winning bij NEDMAG volgt een andere strategie. Hierbij convergeren de zoutcavernes 70-100% per jaar: ondanks de voortdurende zoutwinning worden de cavernes niet of nauwelijks groter vanwege deze andere winningstrategie.

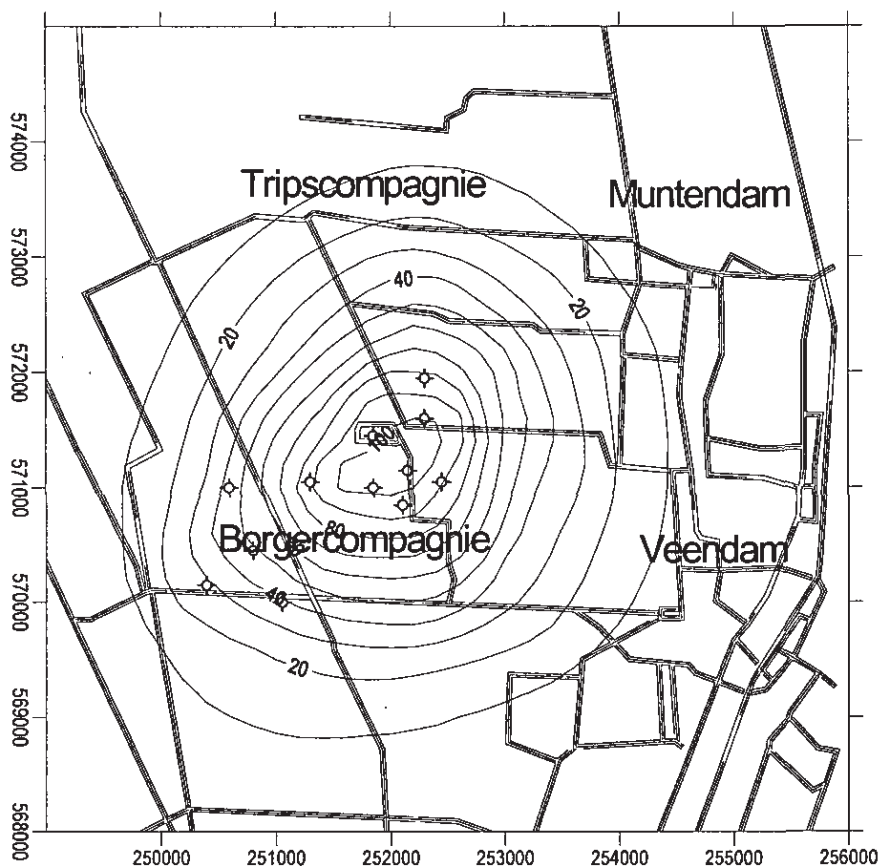
### 2.2 Bodemdaling door gaswinning

In de regio wordt gas uit de diepe ondergrond gewonnen. Ook deze mijnbouw gaat gepaard met bodemdaling doordat het gesteente waar het gas uit gewonnen wordt enigszins wordt samengedrukt. De omvang van gasvelden waaruit het gas wordt gewonnen beslaan een veel groter gebied dan de cavernes bij zoutwinning. De bodemdaling door gaswinning is daardoor ook anders dan in het geval van zoutwinning met diepe cavernes.

### 2.3 Metingen en voorspellingen bodemdaling

Het bedrijf Oranjewoud heeft een netwerk van bodemdalingpunten geplaatst. Via een zogeheten "waterpassing" wordt van een zeer groot aantal punten bepaald hoeveel deze gezakt zijn. De punten zijn meestal aan goed gefundeerde gebouwen of speciaal geplaatste betonpalen bevestigd. Zou men dit niet doen, dan zou men ook de wisselende effecten van zomer en winter, inclusief wisselende grondwaterstanden, op de bovengrond meten, waardoor de metingen onnauwkeurig worden. Bovendien is er dan de kans op verstoring van de punten (door bijvoorbeeld grasmaaimachines). Door

de daling van alle punten te meten kan een plaatje gemaakt worden met contouren. Contouren zijn in dit geval lijnen met gelijke dalingen. Figuur 2.1 is zo'n meting (waterpassing) uit 2000. Het geheel van lijnen maakt de bodemdaling inzichtelijk op een plattegrond. Het diepste deel van de kom is hier ongeveer 10 cm gedaald.



Figuur 2.1: Waterpassing meting 2000, (zakking weergegeven in millimeters).

Een waterpassing geeft overigens geen perfect beeld van de zakking door zoutwinning:

- De meting maakt geen verschil maken tussen zakking door zoutwinning en zakking (of stijging) door andere oorzaken (gaswinning, klink van toplagen door waterstandverlaging of graafwerkzaamheden et cetera, en natuurlijke processen)
- Er kan niet overal gemeten worden

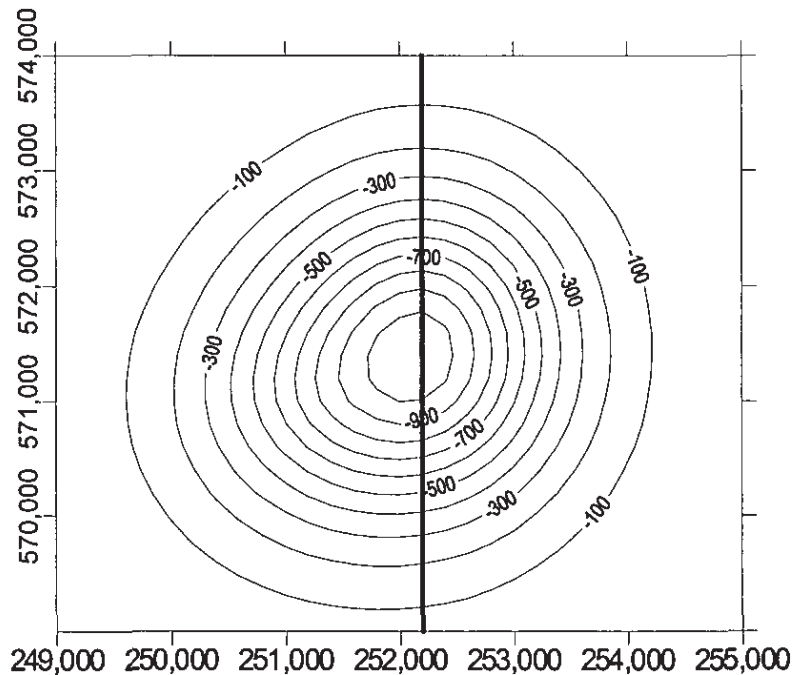
Om deze nadelen te compenseren en om bodemdaling te voorspellen is een bodemdalingmodel opgesteld, dat een verband legt tussen de bodemdaling door zoutwinning en de zoutwinning zelf (het toevloeien van zout in de caveerne). Dit model is vervolgens vergeleken met de gemeten bodemdaling door waterpassing [GD 1997], [GD 1999a]. In appendix 2.1 van [GD 1999a] zijn de berekende en de gemeten bodemdaling vergeleken

De bodemdalingskom is, zoals de Figuur 2.1 laat zien, zeer regelmatig van vorm. Dit wijst erop dat de daling door het verdwijnen van zout in de ondergrond geheel door elastische vervorming van de gesteentes boven het zout wordt doorgegeven. De gesteentelagen buigen gewoon ietsje door.

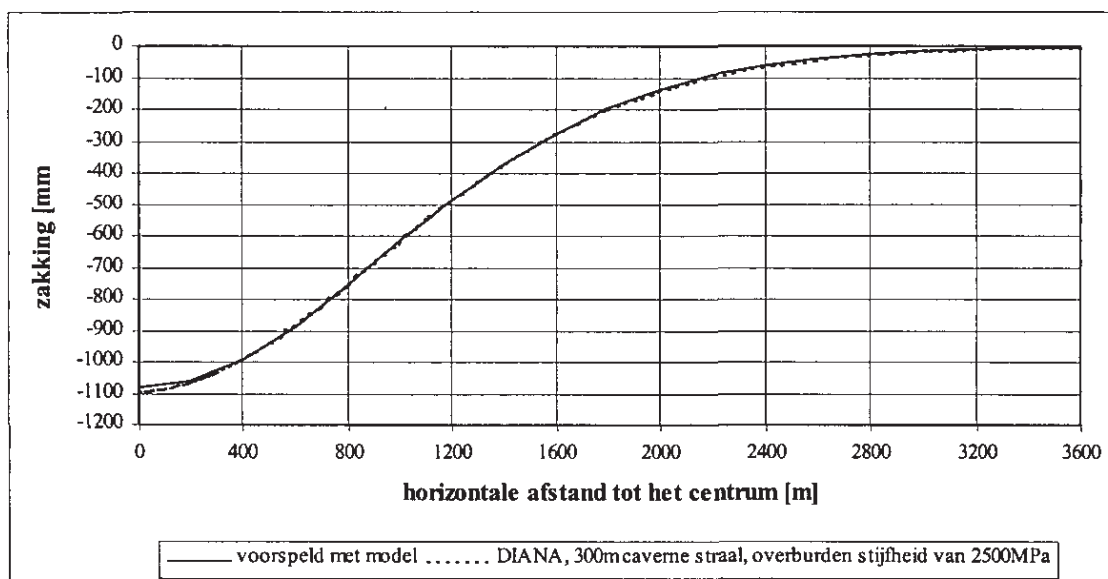
Met de huidige kennis van zaken is de bodemdaling betrekkelijk eenvoudig te bepalen. We weten dat de cavernes nauwelijks groter worden en de hoeveelheid zout die naar de cavernes toestroomt is te berekenen uit de productiecijfers van de winning. De bodemdalingsnelheid zal dan ook vrijwel samenhangen met het afnemen van pekkel door NEDMAG. Dit laatste is meteen de grootste onzekerheid in het voorspellen van de bodemdalingsnelheid over langere termijn: de afname van NEDMAG is natuurlijk van de marktomstandigheden (verkoop) afhankelijk, en niet met zekerheid bekend voor de komende 10, 25 of 50 jaar.

De vorm van de bodemdalingskom kan echter goed berekend worden voor een geplande productie, indien daarbij vastgesteld wordt uit welke putten zout wordt gewonnen. De vorm van de bodemdalingskom is vrijwel niet afhankelijk van de bodemdalingsnelheid en kan daarom min of meer los worden gezien van het tijdstip dat deze daadwerkelijk is opgetreden. Ook geldt voor vervorming van de grond, zoals de helling van de kom, horizontale rek, kromming en dergelijke, dat deze vrijwel met een constante verhouding verandert met de maximale bodemdaling. Bij 100 cm bodemdaling is de helling tweemaal zo steil, de kom twee maal zo diep, de kromming twee maal zo groot enzovoorts, als bij 50 cm bodemdaling.

Als de onttrekkingspunten gelijk blijven (dus geen nieuwe cavernes op andere locaties) zakken alle punten in een vaste verhouding met de maximale zakking. Als de maximale zakking in het midden van de kom verdubbelt (van 10 naar 20 cm), verdubbelen ook alle andere waarden verder weg ook, bijvoorbeeld van 5 naar 10 cm. Hiervan zijn dan bodemdalings-kaarten te maken, die dienen voor bijvoorbeeld de waterschappen. Deze willen graag jaren van tevoren weten hoe de situatie gaat worden, omdat het maken en uitvoeren van waterbeheersingsplannen ook jaren kost. Figuur 2.2 geeft de voorspelling van de bodemdaling door zoutwinning medio 2040, waarin 1.1 meter daling is opgetreden in het centrum van de kom. In Bijlage III is deze bodemdaling op een plattegrond van Veendam geprojecteerd. De kaartcoördinaten op de bijlage zijn die van het Rijksdriehoeknet met onderlinge afstand van 1 km.



Figuur 2.2: Bodemdalingprojectie door zoutwinning zoals voorspeld met het analytische model voor een maximum daling in het centrum van de kom van 1.1m (zakking is weergegeven in millimeters).



Figuur 2.3: Noord-Zuid dwarsdoorsnede van de bodemdalingskom. Zowel het analytische voorspellingsmodel (volgens formule) als de computersimulatie van de bodemdalingskom zijn weergegeven voor de dwarsdoorsnede (zie Bijlage II voor beschrijving computersimulatie).

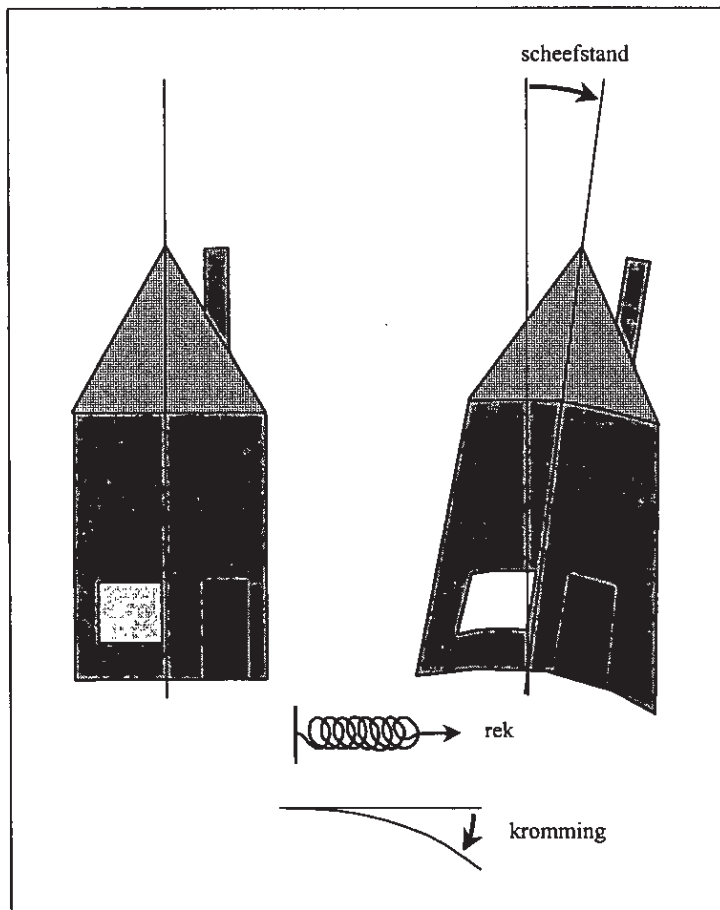
Absolute bodemdaling levert geen schade op. Als alles zakt of stijgt, dus ook het huis en de waterstand, treedt geen schade op, al is de daling vele meters. Schade kan optreden wanneer de bodemdaling varieert in de dalingskom.

## 2.4 Vervorming in de grond en in gebouwen

De vervorming in de bodem ten gevolge van de geleidelijke variatie in bodemdaling kan worden onderverdeeld in (zie Figuur 2.4):

- Helling
- kromming
- Rek (trek – stuik)

Een gebouw zal de vervorming in de bodem deels volgen, maar doordat de fundering van een gebouw over het algemeen veel stijver is dan de bodem zullen met name de kromming en horizontale rek in het gebouw significant kleiner zijn dan de kromming en rek in de bodem. Met de berekeningen van de bodemdaling kan de vervorming van de bodem worden bepaald en de totale vervorming van de gebouwen is dan altijd kleiner.



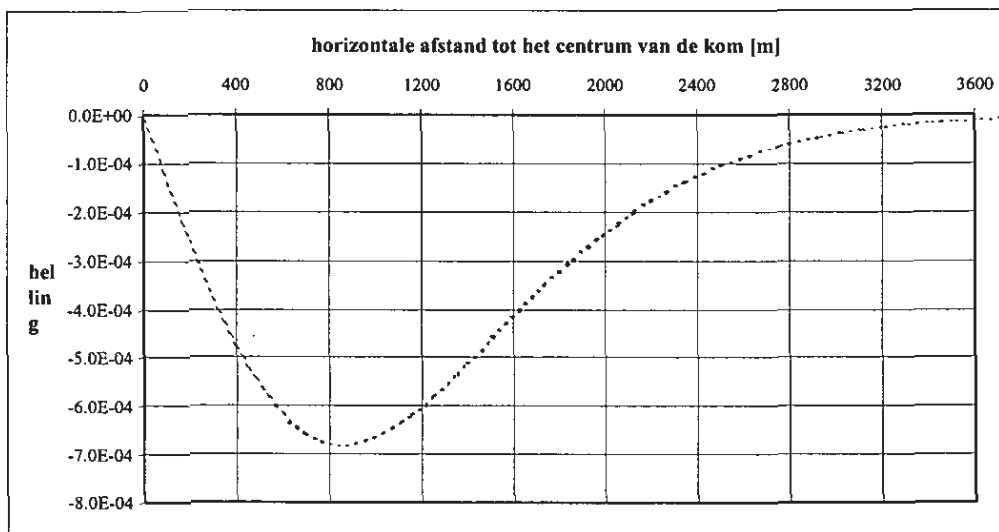
Figuur 2.4: Schets van scheefstand, kromming en rek van een gebouw.

### 2.4.1 Helling en scheefstand

De helling van de bodem ten gevolge van variatie in bodemdaling heeft scheefstand van een constructie tot gevolg. Wanneer een gehele constructie een klein beetje scheef komt te staan, zal er in het algemeen geen sprake zijn van constructieve schade. Wel kan bij wat verdergaande scheefstand



het woongenot van het huis verminderen. De scheefstand kan voor een specifieke locatie berekend worden door het verschil in zakking tussen twee dalingscontouren te delen door de afstand tussen de twee contouren. De helling in de bodem behorende bij een maximale bodemdaling van ongeveer 1.1 m in het centrum van de kom is weergegeven in Figuur 2.5. De maximale helling in het NEDMAG bodemdalinggebied bij 1.1 m daling bedraagt 0.00068, overeenkomend met 1:1470, ofwel 1 cm hoogteverschil over 14.7 meter lengte, waarmee het effect ervan voor een woning kan worden beoordeeld.

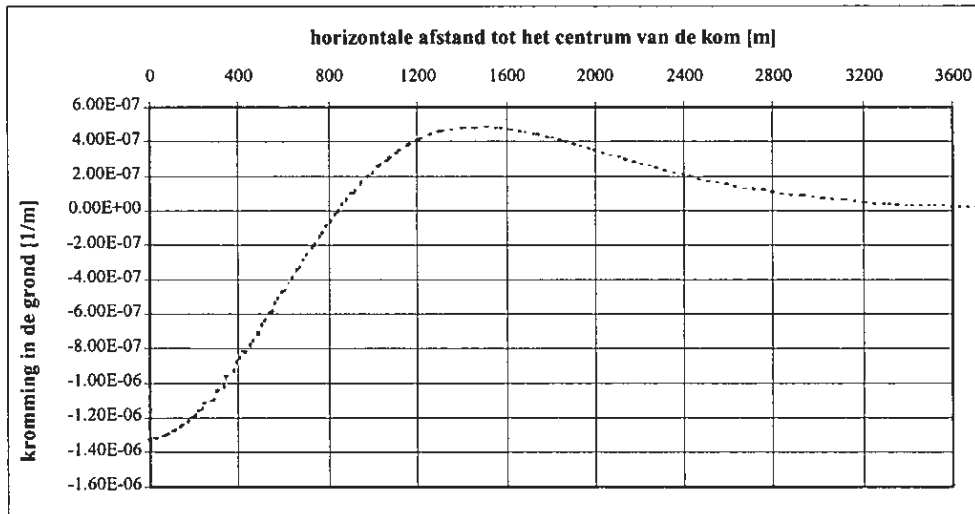


Figuur 2.5: Helling in de bodem als functie van de afstand tot het centrum van de kom.

#### 2.4.2 Kromming, kromtestraal en relatieve rotatie

Bij kromming kantelt het oppervlak onder een constructie niet gelijkmatig, maar varieert de scheefstand over de lengte van het gebouw. Kromming kan zowel bol als hol zijn. De kromming van de bodem zal voor een deel worden doorgegeven aan het gebouw. De mate waarin is afhankelijk van de stijfheid van het gebouw. Gemetselde schuren van oude boerderijen zullen bijvoorbeeld makkelijker meebewegen met de grond dan op beton gefundeerde woningen. De kromming die een gebouw ondergaat kan aanleiding geven tot scheurvorming. Bij een lang en hoog gebouw zal dit eerder het geval zijn dan bij een kort en laag gebouw. Als er schade optreedt, zullen bij een bolle kromming scheuren bovenaan het gebouw ontstaan. Bij een holle kromming zal de constructie juist de andere kant opbuigen. Scheuren zullen dan onderin optreden.

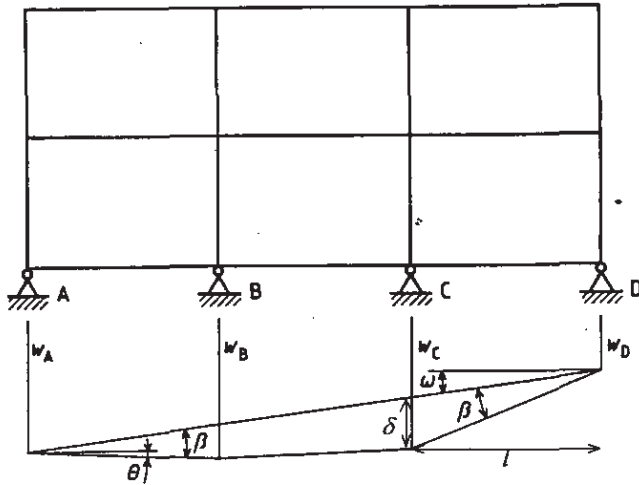
De kromming van de bodem kan berekend worden uit de helling (figuur) door de zogenaamde afgeleide van deze helling te nemen. De kromming behorend bij de voorspelde zakkingkom met maximale bodemdaling van ongeveer 1.1 m is weergegeven in Figuur 2.6. De maximale kromming bedraagt  $0.000013$  ( $1.3 \cdot 10^{-6}$ )  $m^{-1}$  voor holle kromming en  $0.000005$  ( $0.5 \cdot 10^{-6}$ )  $m^{-1}$  voor bolle kromming.



Figuur 2.6: kromming van de bovengrond als functie van de afstand tot het centrum van de bodemdalingsskom berekend voor de maximale bodemdaling van 1.1 m.

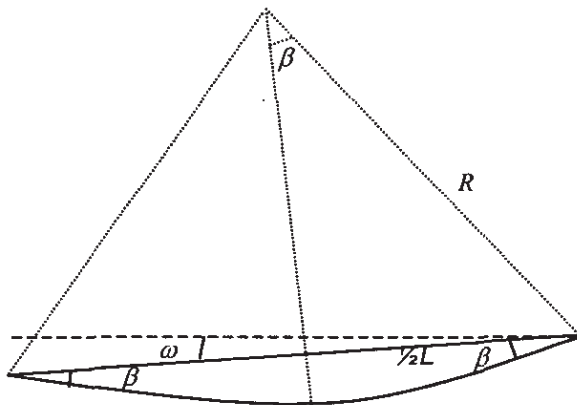
De kromming wordt hier aangeduid met het symbool  $\kappa$ . Een met de kromming samenhangende grootheid is de kromtestraal  $R$  (dit is de inverse van de kromming, namelijk  $R=1/\kappa$ ). De kleinste kromtestraal is maatgevend voor schade. De kleinste kromtestraal in de bodem bij maximale bodemdaling van 1.1 m is voor holle kromming 769231 m ofwel 769 km en voor bolle kromming 2000000 m ofwel 2000 km.

Met betrekking tot schade aan constructies wordt vaak over de relatieve rotatie  $\beta$  gesproken (in de Engelstalige literatuur wordt voor  $\beta$  de term *angular distortion* gehanteerd). Dit is eveneens een grootheid die samenhangt met de kromming. In Figuur 2.7 is de definitie van relatieve rotatie gegeven volgens [NEN 6740]. Het gaat hier om een gebouw met verscheidene funderingssegmenten. De verschilzakking tussen begin en einde van het gebouw bepaalt de scheefstand  $\omega$ . De relatieve rotatie  $\beta$  is de hoek die een funderingssegment maakt ten opzichte van de scheefstand  $\omega$ . Figuur 2.7 laat zien dat wanneer een funderingssegment een lengte  $l$  heeft en een verschilzakking  $\delta$  (ten opzichte van de scheefstand), de relatieve rotatie geschreven kan worden als  $\beta=\delta/l$ . Deze definitie wordt veelvuldig gebruikt om de opgetreden relatieve rotatie in gebouwen te bepalen (zie [Bjerrum 1963], [Skempton 1956] en [Bell 1987]).



Figuur 2.7: Definitie van relatieve rotatie  $\beta$  en scheefstand  $\omega$  volgens [NEN 6740].

De hier gemaakte berekeningen hebben betrekking op de bodem en niet op gebouwen. Er dat geval zijn er geen funderingselementen aanwezig, en een segmentlengte  $l$  kan niet gedefinieerd worden. In plaats van “geknikt” is er een vloeiende berekende kromming. Wanneer men ervan uitgaat dat een gebouw met lengte  $L$  net zo slap is als de bodem en volledig meevormt met de bodem, kan voor zo'n geleidelijke kromming ook een definitie gegeven worden van relatieve rotatie, zie Figuur 2.8:



Figuur 2.8: Weergave van de relatieve rotatie  $\beta$ .

De definitie is feitelijk dezelfde als voor een gebouw met funderingssegmenten, namelijk dat de relatieve rotatie de hoek is ten opzichte van de schuinstand  $\omega$ . De maximale waarde van deze hoek is maatgevend voor schade en is de  $\beta$  zoals weergegeven in Figuur 2.8. De lengte van de constructie is  $L$  en de kromtestraal van de kromming  $R$ . Uit de figuur is af te lezen dat geldt:

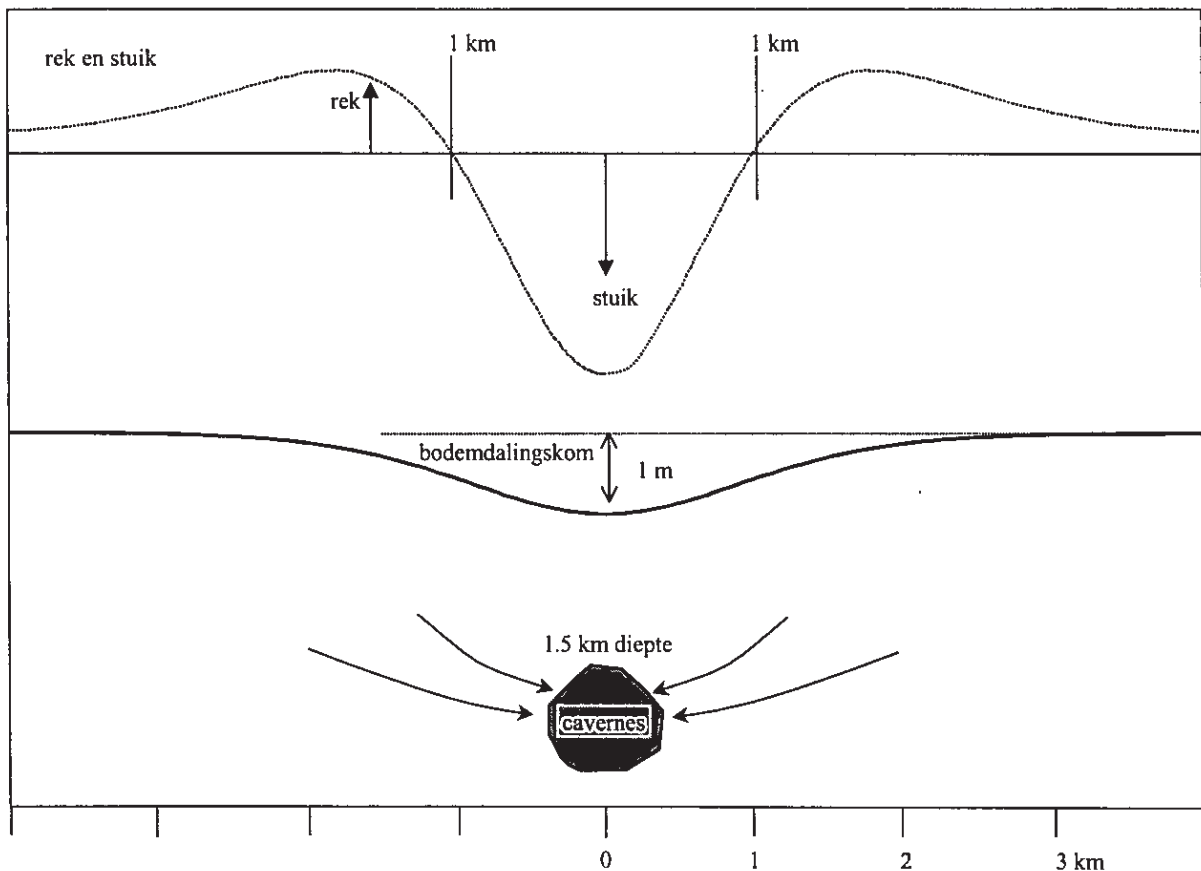
$$\sin \beta = \frac{\frac{1}{2}L}{R} \quad (2.1)$$

Algemeen geldt dat de kromtestraal  $R$  zeer groot is ten opzichte van  $L$ . Dan is de hoek  $\beta$  klein en kan het bovenstaande benaderd worden met  $\beta = L/2R$ , of uitgedrukt in kromming  $\beta = \frac{1}{2}\kappa L$ .

Zoals eerder vermeld is hier de kromming in de bodem berekend en niet die in het gebouw. De kromming in het gebouw zal altijd kleiner zijn vanwege de grote stijfheid van de fundering. De kromtestraal in het gebouw is in werkelijkheid dus altijd groter en de waarde van de relatieve rotatie  $\beta$  zal voor een gebouw kleiner zijn dan hier berekend aan de hand van de vervorming in de bodem.

### 2.4.3 Horizontale rek

Behalve hellen en buigen rekt het grondoppervlak in de richting van het midden van de kom (in radiale richting, d.w.z. loodrecht op de dalingscontouren, in de richting van het midden van de kom). Op grotere afstand van het centrum van de kom wordt de grond uiteengerekt en dichterbij het centrum van de kom wordt het maaiveld ineengedrukt, stuikt (Figuur 2.8). In de zogenaamde tangentele- of omtreksrichting (in de richting van de zakkings-contourlijnen) stuikt (verkort) alle grond. Men kan zich dit voorstellen als men bedenkt dat alle grond een klein beetje naar de caveerne wordt toegezogen, dus niet alleen naar beneden, maar ook naar het middelpunt van de kom toe. Als alle grond naar het middelpunt beweegt (centrum van de kom) wordt alles een klein beetje in elkaar gedrukt. Verder van de kom vandaan wordt deze beweging weer ongedaan gemaakt, op 5 km afstand beweegt de grond niet meer naar de caveerne toe en treedt er dus trekrek (verlenging) op.



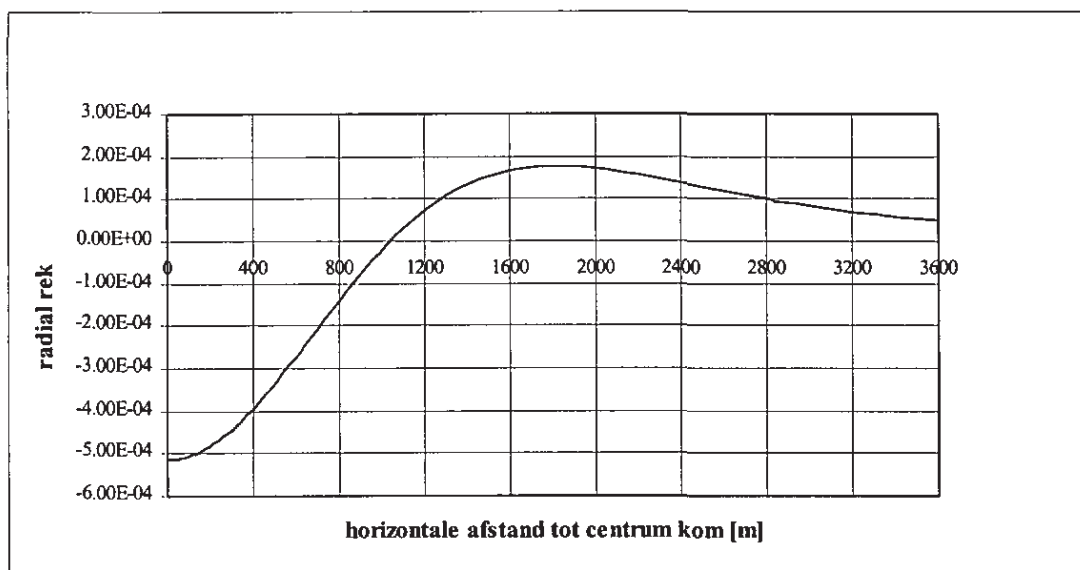
Figuur 2.8: Visualisatie van de zones van trekrek en stuikrek van de bovengrond door de zoutwinning voor een kom van maximaal ongeveer 1.1 m diep.

De horizontale rek in de bodem zal voor een deel worden doorgegeven aan het gebouw. Bij (trek)rek wordt de grond licht uitgerekt, waardoor gebouwen mee kunnen rekken (langer worden), bij stuik wordt het grondoppervlak korter en kunnen gebouwen een beetje ingedrukt worden. De mate waarin een gebouw met de grond meerekt is, net als voor kromming, afhankelijk van de stijfheid van het gebouw. Muren van los metselwerk, zoals van schuren van oude boerderijen, zullen bijvoorbeeld gemakkelijker meebewegen met de grond dan de muren van woningen die op betonnen balken of platen staan.

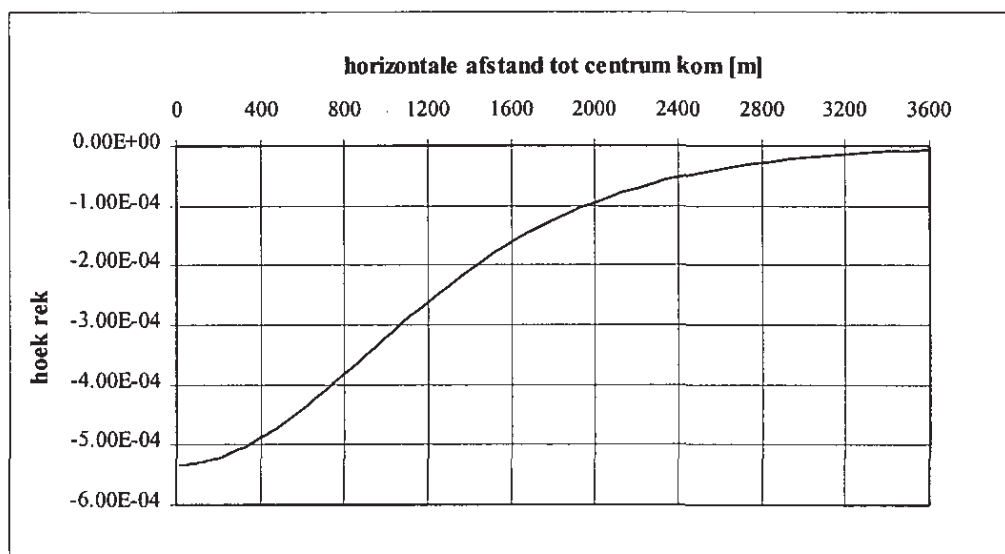
Nu kan steen en beton heel veel stuik en druk aan. Trek is echter kritischer: het is veel makkelijker steen te breken door hem te buigen, plaatselijk te rekken, dan steen kapot te drukken. Een lange muur die in de richting van het diepste punt van de kom staat (radiaal) en die meer dan een kilometer uit het midden van de kom staat, kan op trek belast worden. Bouwwerken in de buitenste ringen van de kom (20-50% van de maximale daling) ondervinden daarom meer horizontale rek dan bouwwerken in het hart van de kom.

De rek van de grond valt niet direct af te leiden uit de bodemdalingskom, maar moet berekend worden. Via een computersimulatie van het gedrag van de ondergrond kan hier een goed inzicht in verkregen worden. In Bijlage II zijn de technische details van de simulatie weergegeven, waarbij een model is opgezet waarin de kruip van zout en de elastische vervorming van de bovengrond is beschreven. De stijfheid van de gesteentelagen is zo gekozen dat de voorspelde bodemdalingskom, zoals in Figuur 2.3 is weergegeven, door het model gesimuleerd wordt. Met deze computersimulatie kunnen de horizontale rekken worden vastgesteld. Dit zijn de radiale rek en de omtreksrek aan het maaiveld als functie van de afstand tot het centrum van de kom, zie Figuur 2.9 en Figuur 2.10. De maximale trekrek in de bodem volgend uit deze studie ligt rond de 0.2‰, ofwel 2 mm op 10 meter. De maximale stuikrek in de bodem bedraagt circa 0.5‰, ofwel 5 mm op 10 meter. Deze vervorming zou optreden in de bodem als er een dergelijke bodemdaling, ongeveer 1.1 m, zou optreden waarvoor een tijdsperiode van 30 tot 40 jaar wordt aangenomen.

Zoals eerder vermeld wordt over het algemeen de rek van de bovengrond maar voor een klein gedeelte door een bouwwerk opgenomen, tenzij de fundering zeer slap is (zoals gemetselde schuren van oude boerderijen), zodat het effect van de grondvervorming op de constructie over het algemeen kleiner is.



Figuur 2.9: Radiale rek in de bodem als functie van de afstand tot het middelpunt van de kom. In het diepste deel de rek negatief, wat inhoudt dat de grond verkort (stuikt). Op een afstand van 1 km of meer van het centrum van de kom treedt trekrek op in richting van het diepste deel van de kom.



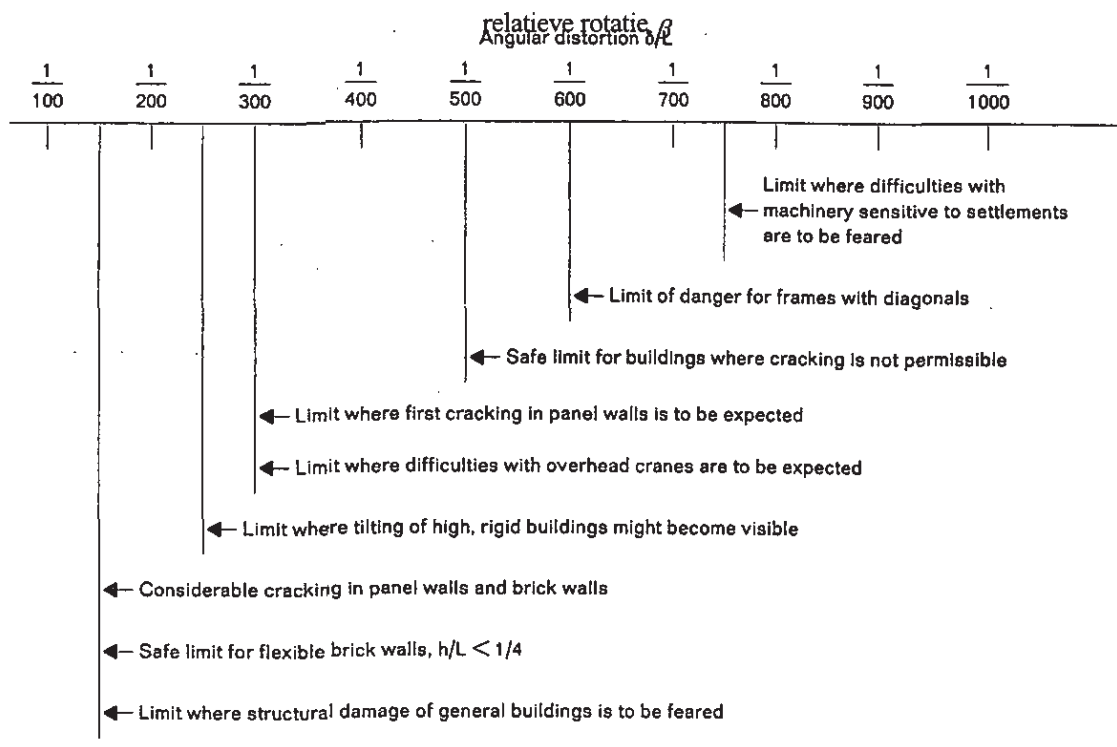
Figuur 2.10: Tangentiële of omtreksrek in de bodemdaling, in de richting van de lijnen van gelijke bodemdaling (loodrecht op de richting naar het diepste punt van de kom). Alle rekken zijn negatief, wat inhoudt dat de grond altijd verkort (stuikt).

### 3 Criteria voor schade aan gebouwen

Voor het mogelijk optreden van schade aan gebouwen door bodemdaling ten gevolge van mijnbouw of tunnelbouw bestaat in Nederland geen norm. Dit is ook het geval in landen als Duitsland en Engeland. In de literatuur zijn wel richtlijnen te vinden waar horizontale rekken en relatieve rotatie (kromming) ten gevolge van mijnbouw binnen moeten blijven om schade aan gebouwen te voorkomen [Boscardin 1989], [NCB 1975], [Bell 1987] en [Sambeek 2000]. De daarin gevonden waarden voor vervormingen en schade zijn in overeenstemming met niet gepubliceerd onderzoek van TNO Bouw in Nederland betreffende vervorming van metselwerk.

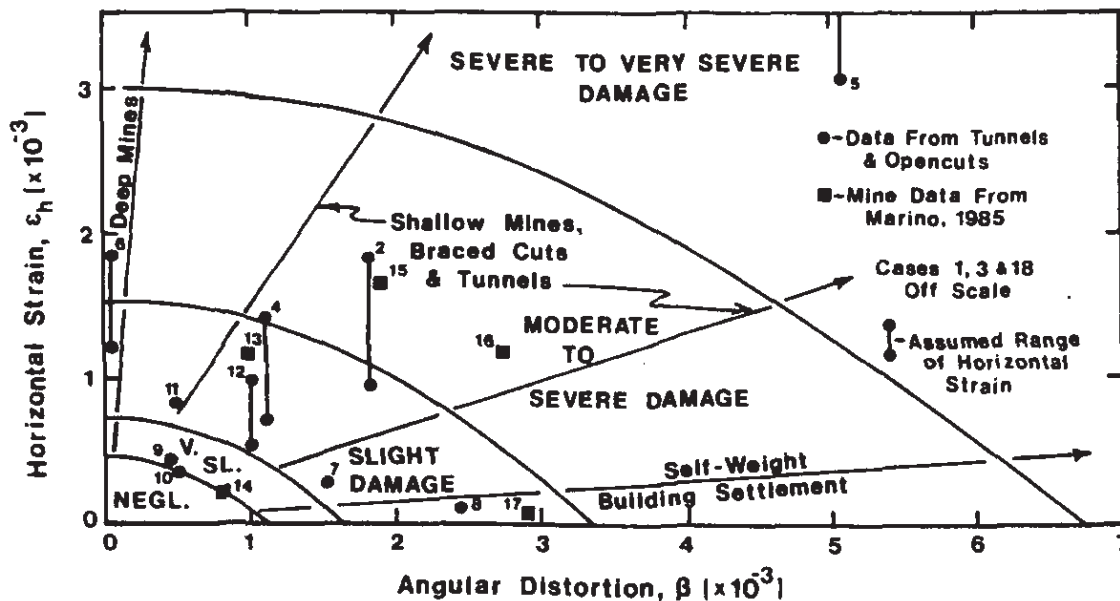
De Nederlandse [NEN 6740] norm geeft aan dat een gebouw een relatieve rotatie  $\beta$  (grootheid gerelateerd aan kromming, zie hoofdstuk 2) van 1:300 mag hebben. Het gaat daarbij om de totale toelaatbare waarde. Niet bekend is de huidige relatieve rotatie van een gebouw ten gevolge van inhomogeniteiten in de bodem of belastingsverschillen en dergelijke. De nog toelaatbaar geachte relatieve rotatie ten gevolge van ondergronds bouwen of mijnbouw is daarom niet gespecificeerd.

[Bjerrum 1963] beschrijft in detail welke schade te verwachten is bij welke waarde van de relatieve rotatie  $\beta$ , zie Figuur 3.1. Hierbij maakt hij gebruik van de resultaten van [Skempton 1956] die een uitgebreid onderzoek beschrijft van waargenomen schade aan gebouwen. Het gaat hier eveneens om totale vervorming, niet slechts die tengevolge van mijnbouw.



Figuur 3.1: Schadecriteria voor relatieve rotatie  $\beta$  van [Bjerrum 1963].

De resultaten van de studie van [Boscardin 1989] hebben wel rechtstreeks betrekking op schade aan gebouwen door relatieve rotatie  $\beta$  ("angular distortion") en horizontale rek (bij trek) ten gevolge van mijnbouw en ondergronds bouwen, zie Figuur 3.2. Wanneer rek en relatieve rotatie berekend zijn, correspondeert dit met een punt in de figuur. Het gebied waarin dit punt ligt geeft dan de mate van schade aan, van verwaarloosbaar ("Negl." in de figuur) tot ernstige of zeer ernstige schade (gebied "Severe to very severe damage" in de figuur).



Figuur 3.2: Relatie tussen schade en horizontale (trek) rekken en relatieve rotatie  $\beta$  ("angular distortion") uit [Boscardin 1989].

In het boek "Bergschadenkunde" [Kratzsch 1974], wordt ingegaan op schadecriteria gehanteerd in Engeland, Polen en de Sovjetunie, zie Figuur 3.3. Er zijn diverse schadeklassen aangegeven. Vergelijk zal gemaakt worden voor klasse I, de klasse met het strengste schadecriterium. De eerste kolom van de tabel geeft de criteria voor horizontale vervorming van de British National Coal Board, zoals opgenomen in het Subsidence Engineer's Handbook [NCB 1975]. Hier wordt als criterium voor de horizontale (trek-) rek 0.5 mm/m gehanteerd, ofwel 0.5 ‰. De tweede kolom geeft criteria gehanteerd in Polen. Hier wordt voor klasse I voor de horizontale (trek)rek 1.5 mm/m gehanteerd, ofwel 1.5 ‰. Ook staat er een criterium voor scheefstand van 2.5 mm/m. Kolom drie geeft de strengste criteria weer voor de Sovjetunie, een horizontale (trek)rek van 2.0 mm/m, een scheefstand van 4 mm/m (1:250) en een minimum kromtestraal van 20 km.



Klasse	Großbritannien	Polen	Sowjetunion	
			Donezgebiet	Karagandagebiet
I	Kleine Putzrisse Längenänderung des Bauwerks $\Delta s = 3 \text{ cm}$ ; für 60 m Länge 0,5 mm/m	nur Haarrisse im Putz zuge- lassen zul. Schiefl. 2,5 mm/m; zul. Längenänd. 1,5 mm/m	Zugelassen: Schiefl. 4 mm/m Krümmungsradius 20 km Längenänderung 2 mm/m	Zugelassen: Schieflage 6 mm/m Krümmungsradius 3 km Längenänderung 4 mm/m
II	Mehrere leichte Innenwandrisse $\Delta s = 3 - 6 \text{ cm}$ $\epsilon = 0,5 - 1$ mm/m	Schäden müs- sen reparier- bar sein $v'_z = 5 \text{ mm/m}$ $\epsilon = 3 \text{ mm/m}$	über 5 Stockw. $v'_z = 4,5 \text{ mm/m}$ $\rho_z = 18 \text{ km}$ $\epsilon = 2,5 \text{ mm/m}$	$v'_z = 11 \text{ mm/m}$ $\rho_z = 1,5 \text{ km}$ $\epsilon = 7 \text{ mm/m}$
III	Kleine Außen- wandrisse, Türen klemmen $\Delta s = 6 - 12 \text{ cm}$ $\epsilon = 1 - 2 \text{ mm/m}$	Schäden dürfen Funktion des Bauwerks nicht beeinträchtigt. $v'_z = 10 \text{ mm/m}$ $\epsilon = 6 \text{ mm/m}$	3 u. 4 Stockw. $v'_z = 5 \text{ mm/m}$ $\rho_z = 12 \text{ km}$ $\epsilon = 3,5 \text{ mm/m}$	$v'_z = 16 \text{ mm/m}$ $\rho_z = 1 \text{ km}$ $\epsilon = 10 \text{ mm/m}$
IV	Schwere Schäden Offene Risse $\Delta s = 12 - 20 \text{ cm}$ $\epsilon = 2 - 3 \text{ mm/m}$	Bauwerke müs- sen genügend Widerstand leisten $v'_z = 15 \text{ mm/m}$ $\epsilon = 9 \text{ mm/m}$	2 Stockwerke $v'_z = 8 \text{ mm/m}$ $\rho_z = 5,5 \text{ km}$ $\epsilon = 6 \text{ mm/m}$	—
V	Sehr schwere Schäden teilweiser Neu- bau erforderl. $\Delta s$ über 20 cm $\epsilon > 3 \text{ mm/m}$	—	1 Stockwerk $v'_z = 10 \text{ mm/m}$ $\rho_z = 3 \text{ km}$ $\epsilon = 7,5 \text{ mm/m}$	—
VI	—	—	1 Stockwerk $v'_z = 25 \text{ mm/m}$ $\rho_z = 1 \text{ km}$ $\epsilon = 14 \text{ mm/m}$	—

Figuur 3.3: Tabel voor schadecriteria uit [Kratzsch 1974]. Eerste kolom is zijn de criteria uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coal Board.

In [Sambeek 2000] wordt als schadecriterium voor horizontale rekken ten gevolge van mijnbouw gehanteerd dat de rek (bij trek) beneden 5.0 ‰ (5 mm op 1 m) moet liggen om geen schade te veroorzaken aan gebouwen met stalen frame en dat de horizontale rek kleiner moet zijn dan 0.5 ‰ (5 mm op 10 meter) om geen scheuren te veroorzaken in pleister of mortel, een beeld dat overeenstemt met de eerste kolom in Figuur 3.3 van [Kratzsch 1974]. Verder hanteert [Sambeek 2000] als criterium voor de relatieve rotatie 0.0081 in trek en -0.002 voor druk. Dit beeld correspondeert ook goed met de resultaten van [Boscardin 1989] in Figuur 3.2.

## 4 Vergelijk van berekeningsresultaten met de criteria voor schade aan gebouwen

### 4.1 Effecten van de zoutwinning

De Bijlage I geeft een overzicht van de vervormingen. In hoofdstuk 2 is bepaald dat de maximaal optredende horizontale rek in de bodem bij trek  $0.18 \text{ ‰}$  ( $1.8 \cdot 10^{-4}$ ) is en de maximaal optredende scheefstand 1:1470 (1 cm hoogteverschil over 14.7 m lengte). Eveneens werd berekend dat de maximale kromming in de bodem  $0.0000013$  ( $1.3 \cdot 10^{-6}$ )  $\text{m}^{-1}$  bedraagt voor holle kromming en  $-0.000005$  ( $-0.5 \cdot 10^{-6}$ )  $\text{m}^{-1}$  voor bolle kromming. Dit correspondeert met een kromtestraal van 2000 km voor bolle kromming en een kromtestraal van 769 km voor holle kromming. Met de in hoofdstuk 2 besproken methode ( $\beta = \frac{1}{2}\kappa L$ ) wordt voor een gebouwlengte  $L=20$  m een maximale relatieve rotatie  $\beta$  van  $1.3 \cdot 10^{-5}$  gevonden voor holle kromming en  $-0.5 \cdot 10^{-5}$  voor bolle kromming. De maximale waarde in absolute zin voor een dergelijke gebouwlengte is dus  $1.3 \cdot 10^{-5}$ .

Hier wordt opgemerkt dat al deze grootheden betrekking hebben op vervorming van de bodem. Door de grotere stijfheid van gebouwen zijn de werkelijke vervormingen in gebouwen altijd kleiner dan de hier berekende waarden geldig voor de bodem. Wel zullen de hier berekende waarden vergeleken worden met de schadecriteria gegeven hoofdstuk 3.

Met de berekende maximum relatieve rotatie voor 20 m gebouwlengte van  $1.3 \cdot 10^{-5}$  en met de maximaal optredende horizontale rek van  $1.8 \cdot 10^{-4}$ , kan in Figuur 3.2 [Boscardin 1989] afgelezen worden dat dit punt in het gebied ligt met verwaarloosbare schade ("NEGL." in de figuur).

Het strengste criterium voor de horizontale rek in Figuur 3.3 van [Kratzsch 1974] is  $0.5 \text{ mm/m}$  ( $0.5 \cdot 10^{-3}$ ). De berekende maximaal optredende horizontale (trek)rek in de bodem van  $1.8 \cdot 10^{-4}$  zit hier onder. Het strengste criterium voor scheefstand in Figuur 3.3 is  $2.5 \text{ mm/m}$  ofwel 1:400. De maximale scheefstand volgend uit de berekening is 1:1470 en zit ver onder dit criterium. Voor de kromtestraal wordt als strengste waarde 20 km gehanteerd in Figuur 3.3. De berekende minimum kromtestraal in de bodem is 769 km. Deze straal is veel groter en derhalve is de kromming zeer veel kleiner en minder ernstig dan het gegeven criterium.

De gevonden maximale horizontale rek van  $1.8 \cdot 10^{-4}$  blijft eveneens binnen het criterium voor de horizontale rek van [Sambeek 2000], die stelt dat de horizontale rek (bij trek) kleiner moet zijn dan  $5.0 \cdot 10^{-4}$  om geen scheuren te veroorzaken in pleister of mortel. Verder hanteert [Sambeek 2000] als criterium voor de relatieve rotatie  $0.0081$  in trek en  $-0.002$  voor druk. De berekende waarden van de maximale relatieve rotatie (voor een gebouw van 20m) van  $1.3 \cdot 10^{-5}$  en  $-0.5 \cdot 10^{-5}$  liggen ruimschoots onder deze grens.

De berekende waarden van de relatieve rotatie liggen ook ver buiten het schadegebied aangegeven door [Bjerrum 1963] en [Skempton 1956], Figuur 3.1, aangezien een relatieve rotatie van  $1.3 \cdot 10^{-5}$  gelijk is aan 1:76000. Dit is factoren kleiner, zelfs wanneer een langer gebouw beschouwd wordt.

Een vergelijkend overzicht van de berekende waarden voor de vervorming in de bodem en de criteria verzameld uit diverse bronnen is gegeven in Tabel 4.1.

berekend voor NEDMAG	kromtestraal [km]	relatieve rotatie $\beta$ (* 0.001)	horizontale rek [%] ofwel [mm/m]
maximale waarden NEDMAG bij ongeveer 1,1 m bodemdaling	769 (hol) 2000 (bol)	0.013 (bij 20 m gebouwlengte)	0.18 (trek) 0.5 (druk)
<b>Referenties</b>			
Bjerrum		1.2	
Boscardin		1.0 (bij horiz. rek=0)	0.5 (trek) (bij $\beta=0$ )
v Sambeek		2.0	0.5 (trek)
Kratzsch	20		0.5 (trek)
NEN (nieuwbouw) 1:300		3.3	
aardgaswinning Groningen			0.25 (trek); bakst.

Tabel 4.1: Vergelijk resultaten berekening met schadecriteria uit de literatuur.

De voor de NEDMAG bodemdalingssom berekende maximale horizontale rek en relatieve rotatie bij een maximale bodemdaling van ongeveer 1.1 m liggen voor al de in hoofdstuk 3 genoemde criteria in het gebied van verwaarloosbare schade. Zoals gezegd is de werkelijk optredende rek van een gebouw veelal kleiner dan de hier berekende rek voor de bodem in de bodemdalingssom als gevolg van de grotere stijfheid van het gebouw. De verwachting is daarom dat er geen of nagenoeg geen schade zal optreden als direct gevolg van de bodemdaling.

## 4.2 Effecten gaswinning

In de regio wordt gas gewonnen uit de diepe ondergrond. In het gebied van de bodemdalingssom door zoutwinning zijn de effecten daarvan merkbaar. De extra bodemdaling door gaswinning in het gebied dat hier besproken wordt, is beperkt (minder dan ongeveer 6 cm tot 2050). De scheefstand (minder dan 0.005 mm/m) en rek die door de gaswinning in de bovengrond optreden zijn verwaarloosbaar ten opzichte van de effecten van zoutwinning. Effecten van de bodemdaling door gaswinning binnen het meetnet van waterpassing van NEDMAG zijn te herkennen in de regelmatig uitgevoerde metingen van de bodemdaling door NEDMAG. Ook eventuele afwijkingen in de aard van de bodemdaling, zoals onregelmatige zakkingen, zijn daarin te zien als ze op zouden treden.

## 5 Conclusies ten aanzien van schade aan bebouwing

GeoDelft heeft de vervorming van de bovengrond door zoutwinning uitgerekend voor een bodemdalingkom met een diepte van ongeveer 1.1 m. Daarbij zijn de aspecten scheefstand, relatieve rotatie (kromming) en horizontale rekken nagegaan. Deze berekende waarden zijn vervolgens vergeleken met schadecriteria, zoals deze in de literatuur zijn beschreven. Wanneer de berekende vervormingen worden vergeleken met de schade criteria blijkt dat de vervorming van de bovengrond als direct gevolg van de zoutwinning lager zijn dan de waarde voor de schadecriteria.

Algemeen kan geconcludeerd worden, de ervaringen van elders beschouwend, dat de kans op schade aan bebouwing (inclusief huizen) als direct gevolg van de bodemdaling zeer gering is bij een bodemdaling van iets boven de 1 meter. Hierbij is de meest ongunstige ligging van de bebouwing ten opzichte van de vervorming beschouwd.

Het dient echter duidelijk te zijn dat een kleine kans geen absolute zekerheid betreft. Waar andere oorzaken mede een rol spelen, kan de bodemdaling mogelijk de bekende druppel zijn, die de emmer doet overlopen. Een huis met een reeds zwakke constructie en dat mogelijk reeds te lijden heeft gehad van grondwaterwisselingen, natuurlijke klink, graafwerkzaamheden, verbouwingen, ouderdom, enzovoorts kan -mede- door toedoen van de bodemdaling schade oplopen.

Voor specifieke gevallen geldt dat alleen een schade-expert, mogelijk geholpen met grondonderzoek, de oorzaak van de schade kan vaststellen (vaak alleen met redelijke maar geen volledige zekerheid). In overleg zal moeten worden bepaald welk deel van de schade redelijkerwijze door bodemdaling als direct gevolg van de zoutwinning is veroorzaakt en welk gedeelte andere oorzaken heeft.

Het vaststellen van de eventuele ontwikkeling van schade aan bebouwing in het betreffende gebied in de winningperiode kan ondersteund worden met kennis van de huidige toestand van de bebouwing. Het vaststellen van de thans aanwezige toestand van elk pand in het betreffende gebied met voldoende detail is zo goed als onmogelijk voor het gebied. Bovendien zijn er behalve bodemdaling veel invloeden die over de verwachte winningperiode een rol spelen (veroudering, verbouwingen, grondwerking, grondwaterschommelingen, etc) en die onafhankelijk van de bodemdaling door mijnbouw de toestand van de bebouwing kunnen beïnvloeden. Mogelijk kan er wel met een aantal daartoe geselecteerde gebouwen en huizen in de wat sterker door vervorming beïnvloede gebieden een referentiebasis worden vastgesteld die dient om mogelijke schade-ontwikkeling op reguliere basis vast te stellen.

## 6 Bibliografie

[Bell 1987]

“Ground Engineers Reference Book”, Chapter 15 Subsidence

F.G. Bell, 1987

[Bjerrum 1963]

“Allowable settlement of structures”

L. Bjerrum

Vol. 2 of Proceedings from the European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering

Wiesbaden 1963

[Boscardin 1989]

“Building response to excavation-induced settlement”

Marco D. Boscarding, Edward J. Cording

Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 1, Januari 1989

[GD 1996]

“Preliminary seismic hazard analysis for the Veendam mining operations.”

GeoDelft report, CO-352470/42, 1995

[GD 1999a]

“NEDMAG Veendam location: comparison of observed and calculated subsidence”

GeoDelft report, CO-352470, 1999-11-12

[GD 1999b]

“Solution mined cavern VE2, wellhead pressure loss”

GeoDelft report, CO-352470/107, 02-02-1999

[Kratzsch 1974]

“Bergschadenkunde”

H. Kratzsch, 1974

In het Engels vertaald: H. Kratzsch: “Mining Subsidence Engineering”, 1983

ISBN 3-540-11930-2

[NCB 1975]

“Subsidence Engineer’s Handbook”

National British Coal Board

London, 1975

[NEN 6740]

“Geotechniek TGB 1990, Basiseisen en belastingen”

1e druk december 1991, met verwerking correctieblad sept. 1993

Nederlands Normalisatie-instituut

[Sambeek 2000]

“An introduction to subsidence over salt and potash mining facilities”

Leo van Sambeek

Solution Mining Research Institute Fall 2000 meeting

San Antonio, Texas, USA, 15-18 October 2000

[Skempton 1956]

“The allowable settlements of buildings”

A.W. Skempton, D.H. MacDonald

Proc. Institute of Civil Engineering, 5, 3, 1956, pag. 727-768

[Polshin 1957]

“Maximum allowable non-uniform settlement of structures”

D.E. Polshin, R.A. Tokar

Proc. 4<sup>th</sup> International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering

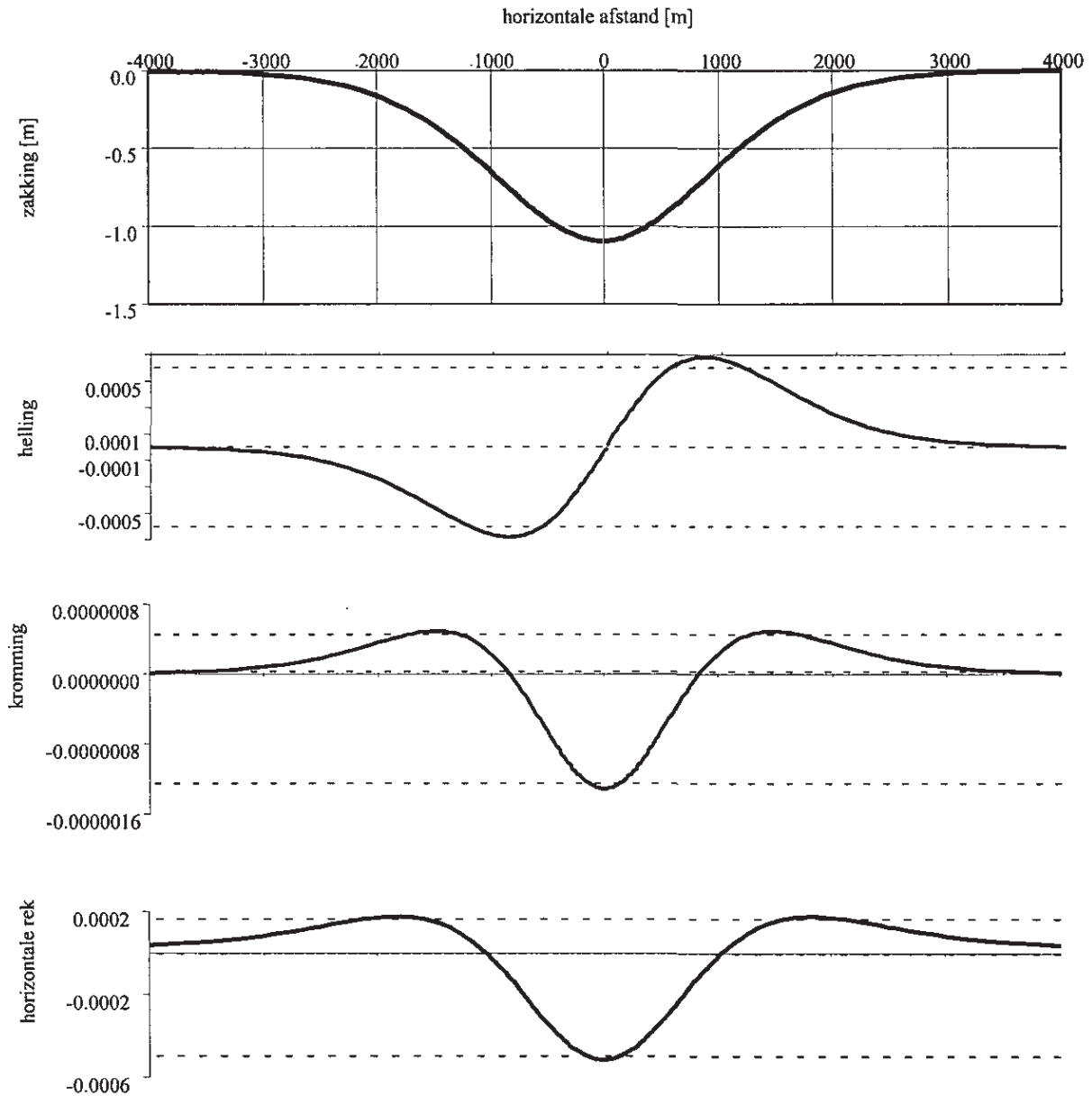
London, 1, 1957, pag. 402-406

ATLSCAN01/1000011657

# BIJLAGEN

ATLSCAN01/1000011657

## Bijlage I: Bodemdalingkom met een maximum diepte van ongeveer 1.1 m en de vervormingen daarbij.





## Bijlage II

### Opzet eindige elementen berekening

Met het programma DIANA is een 2D axiaalsymmetrische berekening gemaakt, waarbij kruip optreedt in de zoutlagen. Voor de NEDMAG caveerne VE-2 zijn dergelijke berekeningen al eerder gemaakt [GD 1999b] en was er een goede overeenkomst met metingen. Omdat de berekening axiaalsymmetrisch is kan niet het gehele caveerne veld gemodelleerd worden, maar wordt het veld gemodelleerd als zijnde een enkele caveerne die een dusdanig grote straal heeft dat deze equivalent is met het gehele veld van cavernes. Berekeningen met verscheidene caveerne stralen lieten zien dat een "super"-caveerne met een straal van 300m het beste de situatie beschrijft.

### Geometrie en laagopbouw

De ondergrond is hetzelfde gemodelleerd als in de berekeningen voor de VE-2 caveerne, met dezelfde materiaalparameters. Slechts de stijfheid van de bovenste laag (deklaag) is gevarieerd om de resultaten te fitten aan de zakkingkom uit het analytisch model. De opbouw van de ondergrond is weergegeven in Tabel 6.1:

materiaal	diepte onder het maaiveld [m]
deklaag	0000-1460
haliet	1460-1560
carnalliet	1560-1590
haliet	1590-1640
carnallite	1640-1655
bisschoffiet	1655-1665
carnalliet	1665-1680
haliet	1680-2920

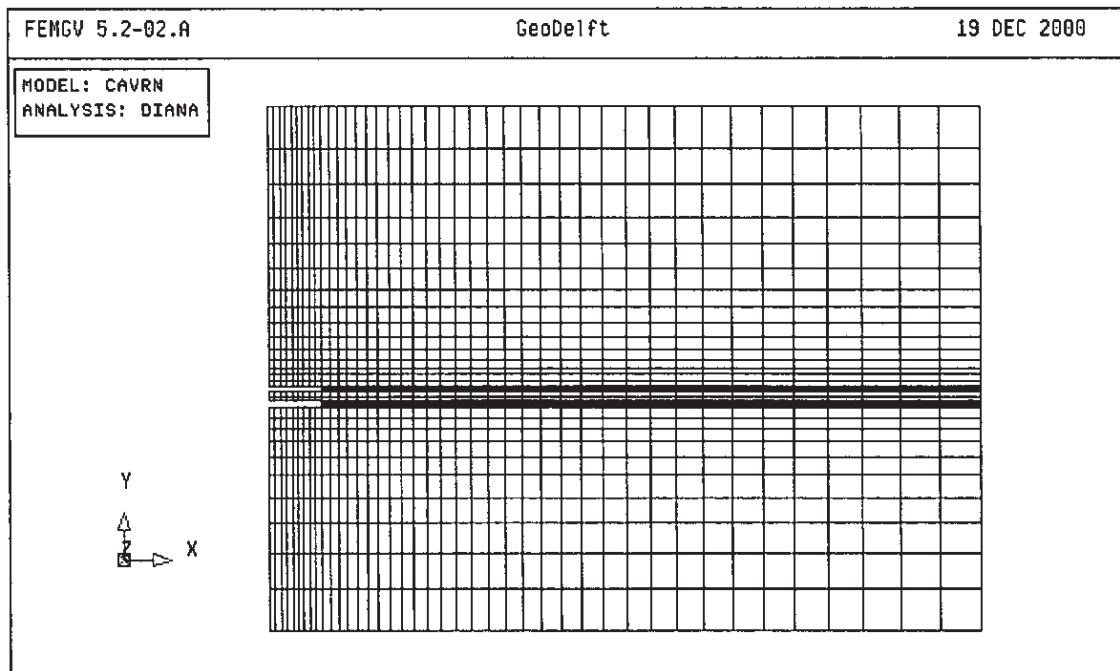
Tabel 6.1 : Laagopbouw van de ondergrond.

De caveerne is een systeem van twee boven elkaar liggende cavernes waarvan de bovenste in de eerste carnalliet laag ligt (op 1560-1590 meter diepte) en de onderste in de onderste carnalliet-bisschoffiet-carnallietlaag (op 1640-1665 meter diepte).

Figuur 6.1 laat het mesh zien dat gebruikt is in de berekening. De caveerne bestaat feitelijk uit een systeem van twee cavernes boven elkaar, beide met een straal van 300m. De cavernes zijn gemodelleerd als lege holtes. In werkelijkheid zijn deze gevuld met pekkel, waarbij de pekkel een zekere druk op de caveerne wanden uitoefent. Deze druk is hier direct op de caveerne wanden gelegd, zodat de pekkel niet gemodelleerd hoeft te worden. De druk als functie van de tijd stuurt de berekening.

Bijlage:

2



Figuur 6.1: mesh gebruikt in de berekening. De caverne straal is 300m.

### Gebruikte druk als functie van de tijd

In het begin is de druk in de cavernes hetzelfde als die in de ondergrond (lithostatische druk). Deze druk wordt berekend aan de hand van het gewicht van de bovenliggende grondlagen. Voor de bovenste caverne is dit 31.6MPa. De twee cavernes staan met elkaar in verbinding door een pekelkolom, de hoogte van deze kolom van centrum tot centrum is 85m. Uitgaande van een pekeldichtheid van  $1300\text{kg/m}^3$ , wordt hiermee gevonden dat de druk in de onderste caverne 1.11MPa hoger is dan in de bovenste caverne. De kleinst mogelijke druk in de cavernes is het gewicht van de pekelkolom tot aan het maaiveld (hydrostatische druk), en dit is 20.5MPa voor de bovenste caverne. Bij deze laagst mogelijke druk is de kruipsnelheid van het zout het hoogst en de productie het hoogst.

In de berekeningen wordt de druk in de cavernes verlaagd van de lithostatische druk naar hydrostatische druk in 200 dagen. Daarna blijft de druk op de hydrostatische waarde om zodoende de maximum kruipsnelheid te behouden. De berekening gaat door totdat de maximum zakking van 1.08m van het analytisch model bereikt is.