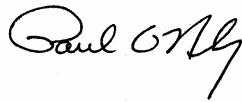


External Memorandum

To: Mr. Willem Paar
Akzo Nobel Chemicals
Boortorenweg 20, P.O. Box 25
7550 GC Hengelo Ov
Netherlands

cc: Project Central File 1477 — Category A

From: Mr. Paul Nelson
Project Engineer
RESPEC
P.O. Box 725
Rapid City, SD 57709



Date: July 6, 2006

Subject: Usseleres Phase I and Phase III Subsidence Modeling Results

INTRODUCTION

This memorandum presents results of a ground subsidence analysis evaluating future subsidence behavior over the proposed brine field at Usseleres. The subsidence predictions are based on the Phase I and Phase III cavern locations, depth intervals, and volumes provided by Akzo Nobel Chemical (listed in Attachment A) and subsidence parameters obtained from an analysis of subsidence rates above the existing brine field at Hengelo.

BACKGROUND

Akzo Nobel Chemical (Akzo) is planning a new brine field at Usseleres. As part of the winning plan process for the brine field, Akzo engaged RESPEC to predict surface subsidence amounts and maximum subsidence rates that will result from the proposed brine caverns. The following paragraphs present a brief explanation of the approach used to make the subsidence predictions, followed by results of the analysis and major conclusions.

TECHNICAL APPROACH

This section presents the technical approach used to perform the subsidence analysis at Usseleres. The section describes the subsidence modeling program, the proposed Usseleres brine field, and the cavern closure parameters used to make the subsidence predictions.

Subsidence Modeling Program

Surface subsidence above the Usseleres brine field was predicted using the Solution Mining Research Institute (SMRI) computer program **SALT_SUBSID**¹. **SALT_SUBSID** is a computer code for analyzing the ground-level movements associated with three-dimensional underground excavations in salt. The computer code was developed for the SMRI by RESPEC.

SALT_SUBSID has two modes of use: interpretive and predictive. In the interpretive mode, measured changes in elevation (subsidence) are input into the program together with cavern locations and cavern development histories. A numerical relationship is then interpreted to explain the measured subsidence and subsidence rates relative to the cavern histories and volumes. Once the behavior is interpreted, **SALT_SUBSID** can be used to predict subsidence for new cavern developments.

The basis for the subsidence simulations is calculating the vertical displacement at the ground surface over a closing void in an elastic (half-space) material. The inputs required by **SALT_SUBSID** are information about the cavern geometries (x, y location, depth interval, and volume), timing of the excavations, and cavern closure rates.

Usseleres Brine Field

Akzo supplied the Usseleres brine field layout in terms of cavern locations (x, y coordinates). Each cavern was assumed to be located between depths of 433 and 470 meters (37 meter cavern height) with a volume of 375,000 cubic meters. No allowance was made for insoluble material filling the cavern void space.

Subsidence Modeling Parameters

The **SALT_SUBSID** analysis uses two model parameters when solution-mined caverns are involved. The kinematic effects can be ignored for caverns because they are developed slowly and under a near constant brine head. Therefore, caverns that are not plugged after mining have closure rates that remain constant until the caverns are completely closed (likely not to occur for several thousand years).

The most significant **SALT_SUBSID** parameter relates the amount of subsidence at specific times to the eventual (ultimate) subsidence at that point. The ultimate subsidence distribution is the amount and pattern of subsidence caused by complete closure of the underground cavern. In the vernacular of **SALT_SUBSID**, the parameter, y_{ss} , relates to the steady-state cavern closure rate. The value of the parameter (identified as y_{ss}) used in the **SALT_SUBSID** analysis was 0.00008. Therefore, the value of y_{ss} used in this analysis equates to a steady-state closure rate of 0.00008 cubic meters per cubic meter of cavern volume per year (i.e., a volumetric closure rate of 0.008 percent per year).

The value for y_{ss} used in this analysis was obtained in a study of elevation measurements made at benchmarks located over existing Akzo brine field cavern clusters. For this, the

¹ **Nieland, J. D., 1991. *SALT_SUBSID: A PC-Based Subsidence Model, User's Manual*, RSI-0389, prepared by RE/SPEC, Inc., Rapid City, SD, for the Solution Mining Research Institute, Woodstock, IL.**

subsidence rate over the 22 cavern clusters was evaluated [Oranjewoud, 2005]². The most common rate for benchmarks behaving as we expect for cavern-closure induced subsidence is 0.4 millimeter per year (mm/yr). The measured subsidence rates for the cavern clusters were used to calculate the y_{ss} value for the Usseleres analysis because we believe it is most representative for the proposed Usseleres cavern layout.

The other **SALT_SUBSID** parameter applicable to solution-mined caverns relates to the stress exponent on the salt creep law. Cavern closure that causes time-dependent subsidence results from salt creep, and the rate of salt creep depends on the effective stress which is a function of both brine pressure and cavern depth. For this analysis, however, a fixed value of $n=0$ was used because there is so little variation in the cavern depth in the Usseleres field.

SUBSIDENCE MODELING RESULTS

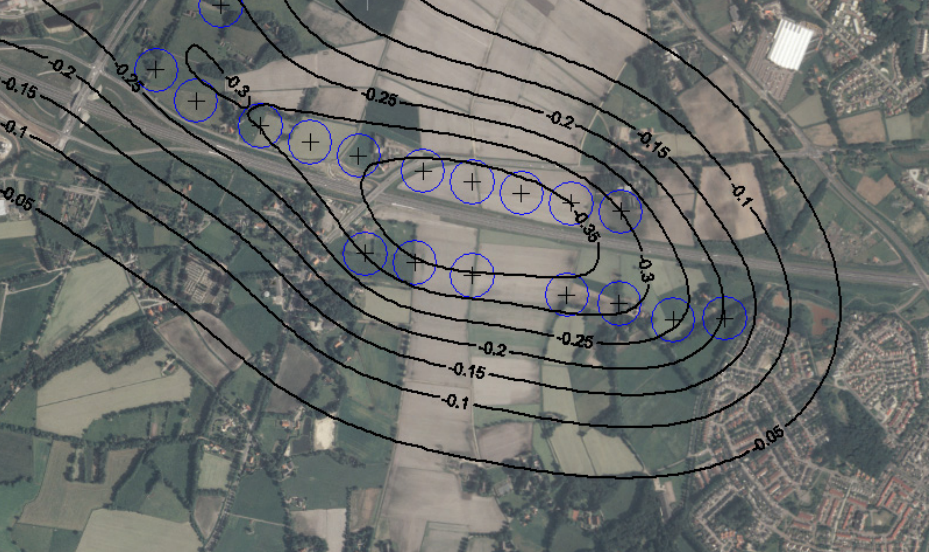
Subsidence and subsidence rate predictions were made assuming each cavern is developed to its full volume (i.e., with every cavern in the Usseleres brine field excavated to its full volume).

Figure 1(a) shows contours of the predicted subsidence rates (in mm/yr) for the cavern field. The maximum predicted subsidence rate for this configuration is 0.4 mm/yr. Figure 1(b) shows contours of the predicted subsidence (in mm) 100 years after excavating the caverns. The maximum predicted subsidence 100 years after excavating the caverns is 40 mm, although this value is an overestimate because it ignores the sequential development of the caverns.

Several caverns in the Hengelo brinefield need to be included in the analysis because their induced subsidence extends into the Usseleres field. The contours (isolines) of subsidence rate and subsidence amount for the Usseleres field merge to the north and northwest into the contours for the Hengelo brinefield. It is emphasized that only the subsidence rate contours of lower value (say less than 0.2 mm/yr) are affected by the Hengelo brine field caverns. The maximum subsidence rate for the Usseleres brine field is unaffected by the Hengelo brine field caverns.

Figures 2(a) and 2(b) show contour plots of the predicted maximum (least compressive) and minimum (most compressive) principal strains 100 years after the start of brine mining. The modeling predicted a maximum extensional strain of 26 microstrain (0.026 millimeters per meter (mm/m)) and a maximum compressional strain of 60 microstrain (0.060 mm/m). Figure 3 shows a contour plot of the surface tilt with a maximum tilt of 0.082 mm/m predicted by the modeling. Figure 4 shows a contour plot of ground curvature. A minimum curvature of -0.00022 km^{-1} (convex up) and a maximum curvature of 0.00044 km^{-1} (concave up) were predicted by the modeling.

² **Ingenieursbureau Oranjewoud, 2005.** *Bodemdalingsgedrag referentie- en clusterboringen, Winningsvergunning Twente-Rijn, projectnr. 15575-64872-55, revisie 00, 21 maart 2005.*

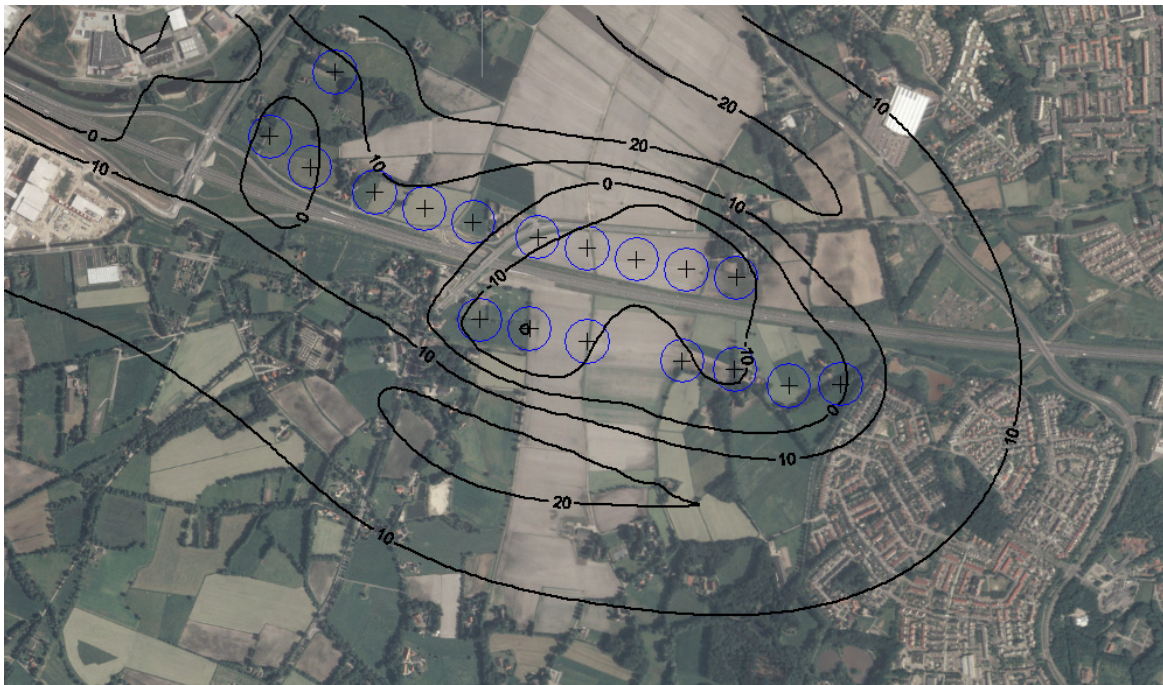


An aerial photograph of a landscape featuring a mix of green fields, brown agricultural land, and a residential area with red-roofed houses on the right. A series of black contour lines are overlaid on the map, representing a scalar field. The contours are labeled with numerical values: -0.3, -0.25, -0.2, -0.15, -0.1, and -0.05. The values increase from the top-left towards the bottom-right. A set of 18 data points, each marked with a blue circle and a black cross, is plotted along a path that follows the general trend of the contours. The path starts near the -0.3 contour in the upper left and moves towards the lower right, ending near the -0.05 contour.

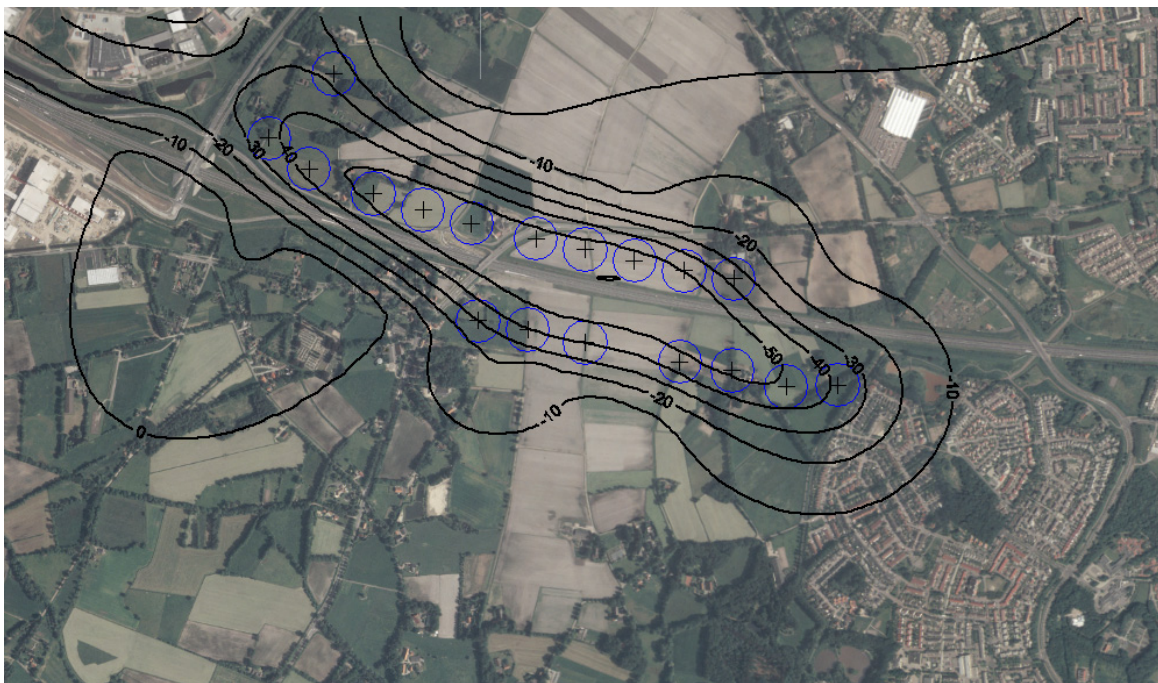
An aerial photograph of a landscape featuring a mix of green fields, brown agricultural land, and a residential area with red-roofed houses on the right. A series of black contour lines are overlaid on the map, indicating a gradient. The lines are labeled with values: -5, -10, -15, -20, -25, -30, and -35. The -35 contour is the innermost and most tightly curved, located in the lower-right quadrant. Other contour lines are more spread out and generally follow a diagonal path from the upper-left towards the lower-right. There are 15 blue circles, each containing a black plus sign, scattered across the map. These points are concentrated along the -20, -25, -30, and -35 contour lines, particularly in the central and lower-right areas.

Figure 1. Predicted Subsidence Rates in mm/yr (a) and Subsidence After 100 Years in mm (b).

RSI-1477-06-010



(a)



(b)

Figure 2. Predicted Maximum (a) and Minimum (b) Principal Strains Contoured in Microstrain.

RSI-1477-06-011

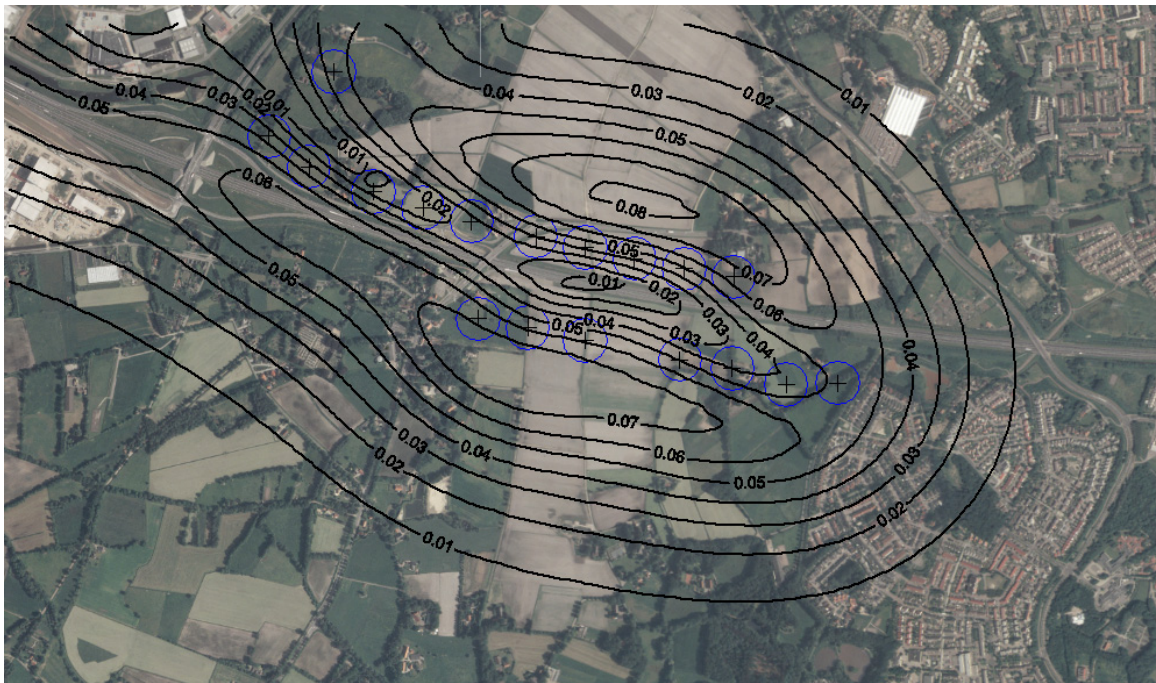


Figure 3. Predicted Surface Tilt Contoured in Millimeters per Meter.

RSI-1477-06-012



Figure 4. Predicted Surface Curvature Contoured in 1/Kilometer.

CONCLUSIONS

The predicted subsidence above the Usseleres brine field for the Phase I and Phase III caverns resulted in a maximum subsidence rate of 0.4 mm/yr with an accumulation of 40 mm at the center of the field during the first 100 years.

The most significant **SALT_SUBSID** parameter was determined from a selective determination of the subsidence rate over Hengelo brine field cavern clusters. These clusters may give a better approximation of the Usseleres cavern layout than the entire Hengelo field taken as a whole. The average subsidence rate over the cavern clusters is greater than that over the representative caverns in the Hengelo brine field; therefore, calculating the subsidence parameter based on cavern cluster subsidence rates leads to greater calculated subsidence rates for Usseleres.

PEN:llf

ATTACHMENT A

Table A-1. Cavern Data Used in the Subsidence Predictions Over the Usseleres Brine Field (Page 1 of 3)

Cavern ID	In Service Year	Cavern Coordinates		Top of Cavern Depth (m)	Bottom of Cavern Depth (m)	Cavern Volume (m³)
		Easting	Northing			
Usseleres Phase I Caverns						
Usseleres01	2008	253578.8	470012.8	432.7	469.9	375,000
Usseleres02	2008	253392.7	469828.5	432.7	469.9	375,000
Usseleres03	2008	253507.5	469740.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres04	2008	253691.7	469668.3	432.7	469.9	375,000
Usseleres05	2008	253835.1	469622.1	432.7	469.9	375,000
Usseleres06	2008	253974.6	469582.7	432.7	469.9	375,000
Usseleres07	2008	254159.7	469539.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres08	2008	254301.3	469507.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres09	2008	254442.7	469475.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres10	2008	254584.7	469446.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres11	2009	254727.8	469423.3	432.7	469.9	375,000
Usseleres Phase III Caverns						
Usseleres12	2009	253993.2	469302.5	432.7	469.9	375,000
Usseleres13	2009	254136.1	469277.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres14	2009	254300.6	469241.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres15	2009	254573.4	469185.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres16	2009	254723.3	469160.8	432.7	469.9	375,000
Usseleres17	2010	254878.8	469113.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres18	2010	255026.7	469117.9	432.7	469.9	375,000
Hengelo Caverns						
245 inactive	1973	253953.0	470987.0	394.7	466.2	358,000
278	1980	253593.0	470762.0	386.2	471.1	425,000
281	1978	254133.0	470891.0	432.0	472.7	300,000

Table A-1. Cavern Data Used in the Subsidence Predictions Over the Usseleres Brine Field (Page 2 of 3)

Cavern ID	In Service Year	Cavern Coordinates		Top of Cavern Depth (m)	Bottom of Cavern Depth (m)	Cavern Volume (m ³)
		Easting	Northing			
283	1978	254330.0	470932.0	424.5	470.4	300,000
285	1978	254527.0	470974.0	412.9	468.2	300,000
287 inactive	1980	253772.0	470921.0	418.2	468.2	250,000
364	1991	253741.0	470571.0	450.1	479.2	300,000
367	1992	253484.0	470589.0	449.5	477.2	300,000
369	1991	253446.0	470384.0	448.6	477.5	350,000
372	1993	253308.0	470131.0	446.0	476.2	350,000
375	1993	253103.0	470007.0	441.0	471.0	350,000
378	1994	252867.0	469980.0	439.0	469.0	350,000
381	1998	252550.0	470118.0	443.0	472.6	350,000
384	1992	252511.0	470338.0	432.4	475.5	350,000
469	1998	253192.0	470531.0	441.0	471.8	350,000
472	1999	252922.0	470487.0	440.0	470.6	350,000
475	2001	252784.0	470252.0	440.0	470.8	350,000
480	2005	254011.0	470520.0	447.0	484.1	350,000
239 inactive	1974	253736.0	471397.0	367.9	442.8	375,000
242 inactive	1974	253868.0	471228.0	389.3	453.4	320,000
248 inactive	1977	253543.0	471551.0	373.6	433.5	299,000
265	1977	253272.0	471447.0	355.8	440.3	422,000
268	1977	253169.0	471274.0	383.2	449.9	334,000
270 inactive	1977	253552.0	471356.0	385.9	445.0	295,000
272	1979	253448.0	471204.0	374.6	452.7	391,000
275 inactive	1979	253494.0	470983.0	394.0	463.0	345,000
290	1982	253305.0	470864.0	400.0	465.6	328,000
293	1981	253067.0	470832.0	403.1	466.0	315,000

Table A-1. Cavern Data Used in the Subsidence Predictions Over the Usseleres Brine Field (Page 3 of 3)

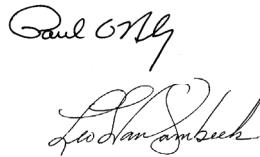
Cavern ID	In Service Year	Cavern Coordinates		Top of Cavern Depth (m)	Bottom of Cavern Depth (m)	Cavern Volume (m ³)
		Easting	Northing			
296	1980	252830.0	470800.0	393.2	466.5	367,000
299	1982	252592.0	470768.0	411.4	470.6	296,000
302	1982	252354.0	470737.0	415.9	477.6	308,000
358	1989	252669.0	471008.0	430.0	463.4	300,000
361	1989	252859.0	471169.0	413.1	456.4	300,000
387	1993	252343.0	470475.0	450.8	480.5	300,000

External Memorandum

To: Mr. Willem Paar
Akzo Nobel Chemicals
Boortorenweg 20, P.O. Box 25
7550 GC Hengelo Ov
Netherlands

cc: Project Central File 1477 — Category A

From: Mr. Paul Nelson
Dr. Leo Van Sambeek
RESPEC
P.O. Box 725
Rapid City, SD 57709
United States

Two handwritten signatures are present. The top signature is 'Paul Nelson' in cursive. The bottom signature is 'Leo Van Sambeek' in cursive.

Date: July 6, 2006

Subject: Usseleres Phase I, II, and III Subsidence Modeling Results

INTRODUCTION

This memorandum presents results of a ground subsidence analysis evaluating future subsidence behavior over the proposed brine field at Usseleres. The subsidence predictions are based on three phases (I, II, and III) of mining. Cavern locations, depth intervals, and volumes were provided by Akzo Nobel Chemical, and this information is listed in Attachment A. Subsidence parameters used for the Usseleres analysis were obtained from an interpretation of subsidence rates above the existing Hengelo brine field.

BACKGROUND

Akzo Nobel Chemical (Akzo) is planning a new brine field at Usseleres. As part of the winning plan process for the brine field, Akzo engaged RESPEC to predict surface subsidence amounts and maximum subsidence rates that will result from the proposed brine caverns. An earlier memorandum describing the subsidence analysis for the Usseleres Phase I and III [Nelson, 2006]¹ explained our approach, results of the subsidence analysis, and major conclusions. This memorandum does not repeat the discussion on the technical approach,

¹ **Nelson, P. E., 2006.** *Usseleres Phase I and Phase III Subsidence Modeling Results*, external memorandum (RSI(RCO)-1477/6-06/20) to W. Paar, Akzo Nobel Chemicals, Hengelo, Netherlands, from P. Nelson, RESPEC, Rapid City, SD, June 29.

assumptions, or subsidence parameters as they were identical to those used in the Phase I and III memorandum.

Usseleres Phase I, II, and III Brine Field

Akzo supplied the Usseleres brine field layout in terms of cavern locations (x, y coordinates). Each cavern was assumed to be located between depths of 433 and 470 meters (37-meter cavern height) with a volume of 375,000 cubic meters. No allowance was made for insoluble material filling the cavern void space.

Attachment A lists the information for the caverns included in the subsidence analysis. Caverns included both the Usseleres Phase I, II, and III caverns and those caverns in the Hengelo brine field near enough to influence the subsidence in the Usseleres field.

Subsidence Modeling Parameters

The value of the parameter (identified as y_{ss}) used in the **SALT_SUBSID** analysis was 0.00008. Therefore, the value of y_{ss} used in this analysis equates to a steady-state closure rate of 0.00008 cubic meters per cubic meter of cavern volume per year (i.e., a volumetric closure rate of 0.008 percent per year). As explained in the Phase I and III memorandum, the value for y_{ss} used in this analysis was obtained in a study of elevation measurements made at benchmarks located over existing Akzo brine field cavern clusters.

The other **SALT_SUBSID** parameter applicable to solution-mined caverns relates to the stress exponent on the salt creep law. As in the Phase I and III analysis, a fixed value of $n = 0$ was used because there is so little variation in the cavern depth in the Usseleres field.

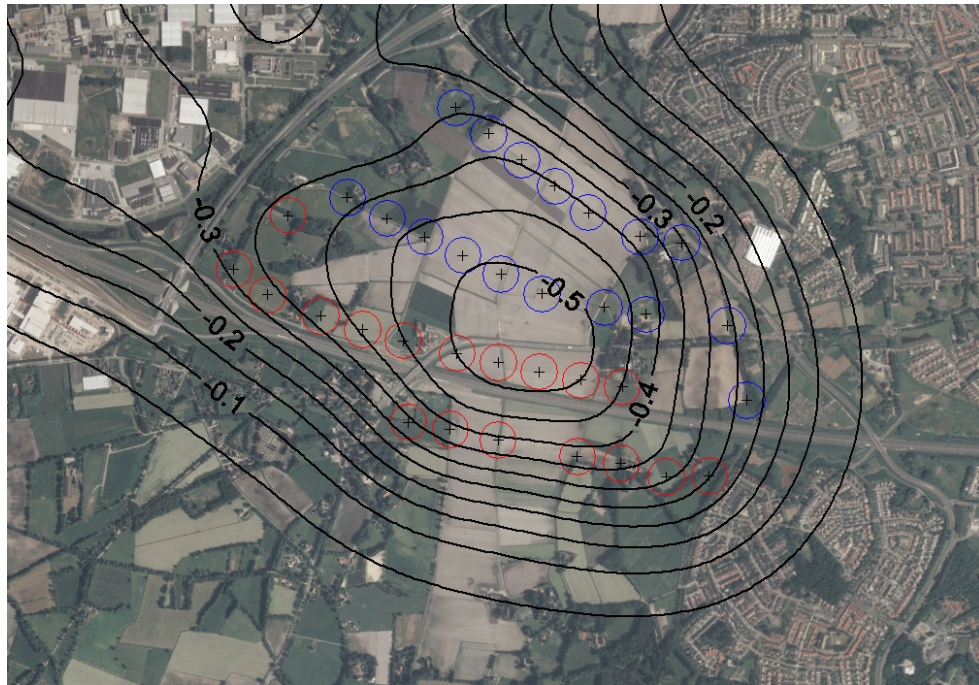
SUBSIDENCE MODELING RESULTS

Subsidence and subsidence rate predictions were made assuming each cavern is developed to its full volume (i.e., with every cavern in the Usseleres brine field excavated to its full volume).

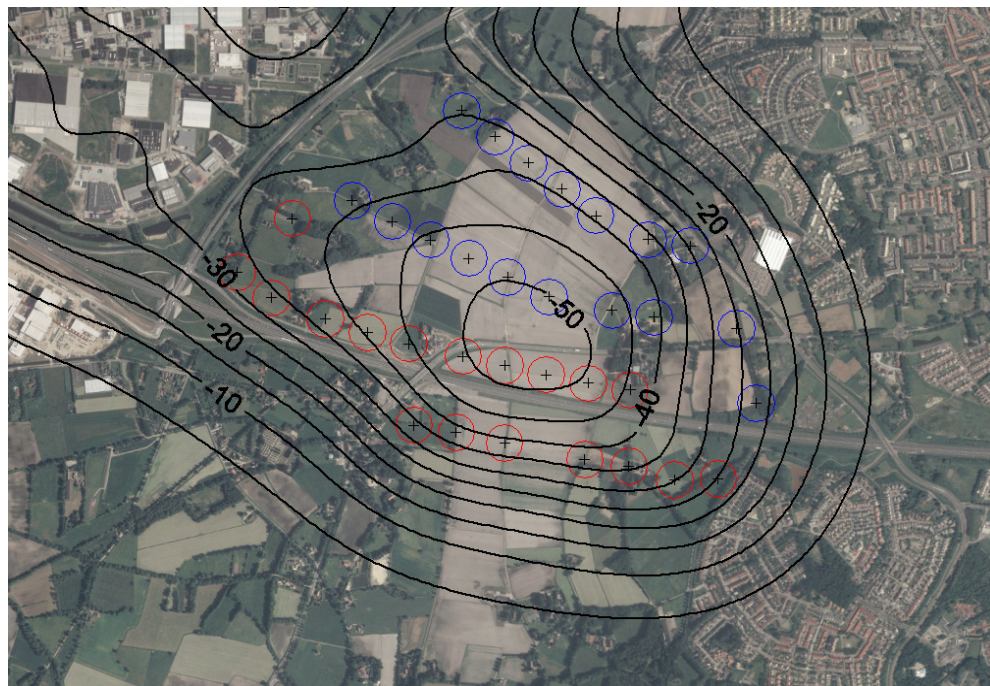
Figure 1(a) shows contours of the predicted subsidence rates (in mm/yr) for the cavern field. The maximum predicted subsidence rate for this configuration is 0.53 mm/yr. Figure 1(b) shows contours of the predicted subsidence (in mm) 100 years after excavating the caverns. The maximum predicted subsidence 100 years after excavating the caverns is 53 mm, although this value is an overestimate because it ignores the sequential development of the caverns.

Several caverns in the Hengelo brine field need to be included in the analysis because their induced subsidence extends into the Usseleres field. The contours (isolines) of subsidence rate and subsidence amount for the Usseleres field merge to the north and northwest into the contours for the Hengelo brine field. It is emphasized that only the subsidence rate contours of lower value (say less than 0.2 mm/yr) are affected by the Hengelo brine field caverns. The maximum subsidence rate for the Usseleres brine field is unaffected by the Hengelo brine field caverns.

RSI-1477-06-013



(a)



(b)

Figure 1. Predicted Subsidence Rates in mm/yr (a) and Subsidence After 100 Years in mm (b).

Figures 2(a) and 2(b) show contour plots of the predicted maximum (least compressive) and minimum (most compressive) principal strains 100 years after the start of brine mining. The modeling predicted a maximum extensional strain of 28 microstrain (0.028 millimeters per meter (mm/m)) and a maximum compressional strain of 45 microstrain (0.045 mm/m). Figure 3 shows a contour plot of the surface tilt with a maximum tilt of 0.09 mm/m predicted by the modeling. Figure 4 shows a contour plot of ground curvature. A minimum curvature of -0.00024 km^{-1} (convex up) and a maximum curvature of 0.00028 km^{-1} (concave up) were predicted by the modeling.

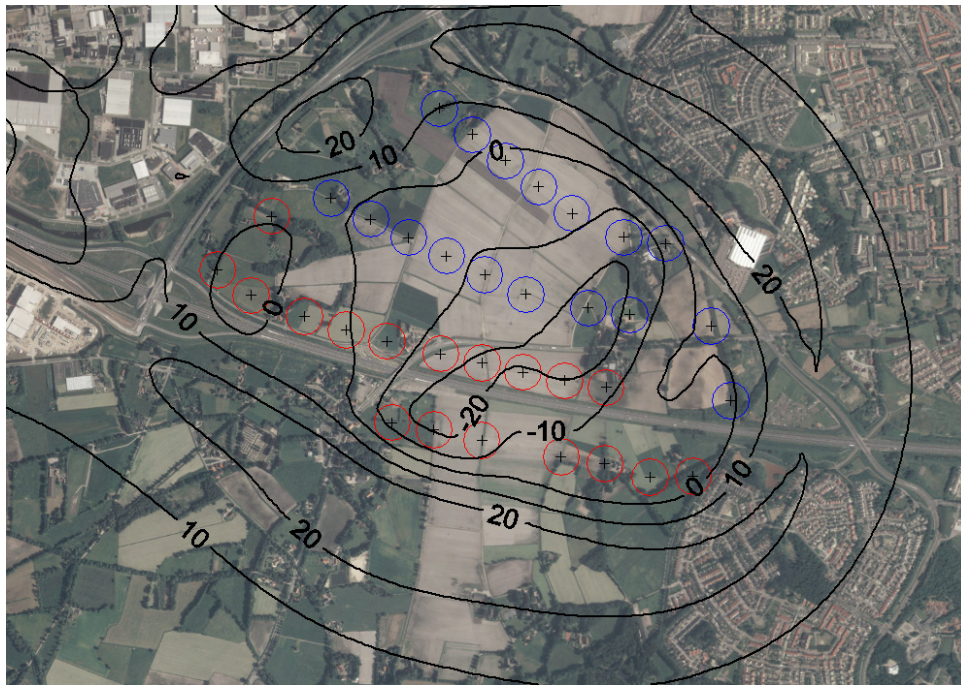
CONCLUSIONS

The predicted subsidence above the Usseleres brine field for the Phase I, II, and III caverns resulted in a maximum subsidence rate of just over 0.5 mm/yr with an accumulation of 53 mm at the center of the field during the first 100 years. These quantities are about 25 percent greater than the corresponding quantities from the Phase I and III analysis. The increases in the maximum subsidence rate and maximum subsidence after 100 years result from the superpositioning of subsidence caused by the additional Phase II caverns. The increase is not proportional to the number of caverns (almost twice as many caverns but only 25 percent more subsidence). The effect of increasing the number of caverns is also exhibited by the surface curvatures, where the convex curvature around the edge of the Usseleres brine field remains the same for Phase I, II, and III compared to Phase I and III; however, the concave curvature in the center of the brine field for the three phases is less (i.e., a broader and flatter subsidence basin) than for the Phase I and III situation. The principal strains are similarly affected: the maximum principal strain (extensional) outside the brine field edge is relatively the same, while the minimum principal strain (compressive) inside the brinefield edge is somewhat less due to the broader subsidence bowl. However, surface tilt for Phase I, II, and III is slightly greater than Phase I and III as a result of the increased overall subsidence.

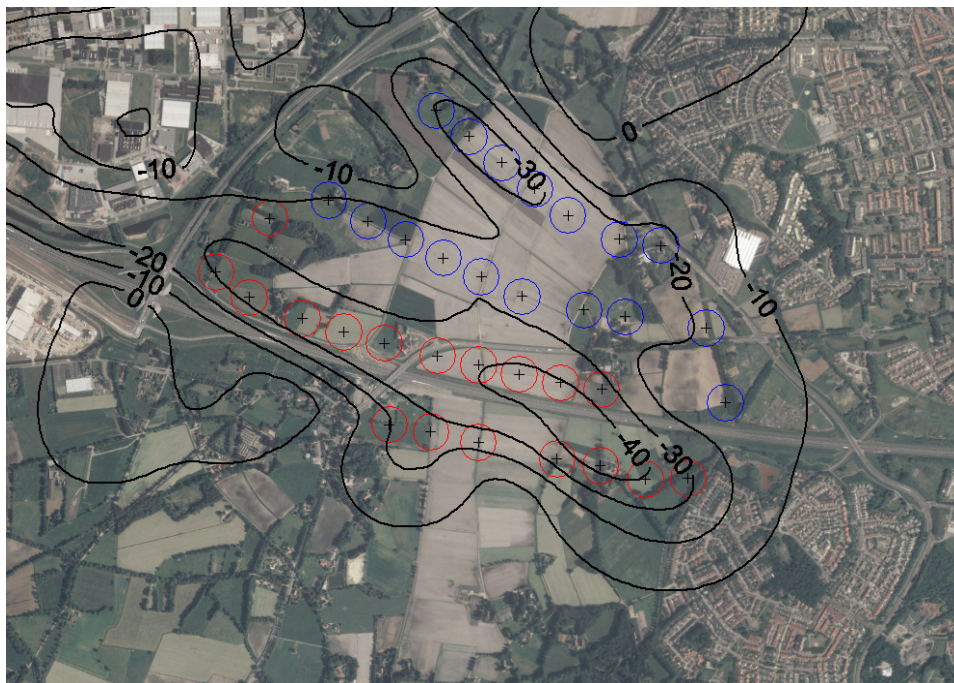
As mentioned in the earlier memorandum for Phase I and III, the most significant **SALT_SUBSID** parameter in the analysis (y_{ss}) was determined from a selective determination of the subsidence rate over Hengelo brine field cavern clusters. These clusters may give a better approximation of the Usseleres cavern layout than the entire Hengelo field taken as a whole. The average subsidence rate over the cavern clusters is greater than that over the representative caverns in the Hengelo brine field; therefore, calculating the subsidence parameter based on cavern cluster subsidence rates leads to greater calculated subsidence rates for Usseleres.

PEN/LVS:llf

RSI-1477-06-014



(a)



(b)

Figure 2. Predicted Maximum (a) and Minimum (b) Principal Strains Contoured in Microstrain.

RSI-1477-06-015

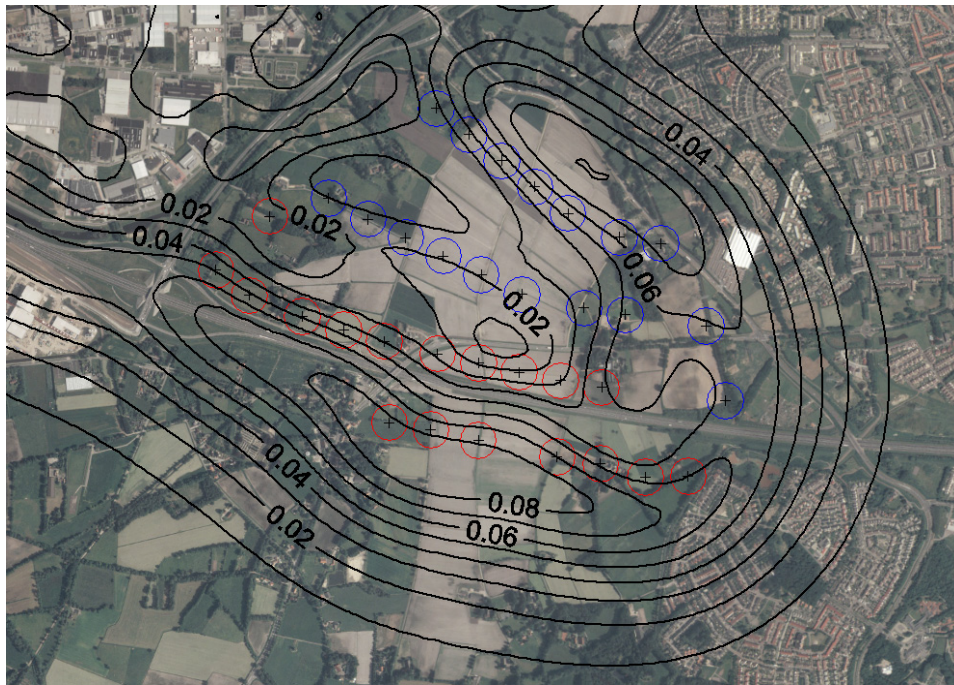


Figure 3. Predicted Surface Tilt Contoured in Millimeters per Meter.

RSI-1477-06-016

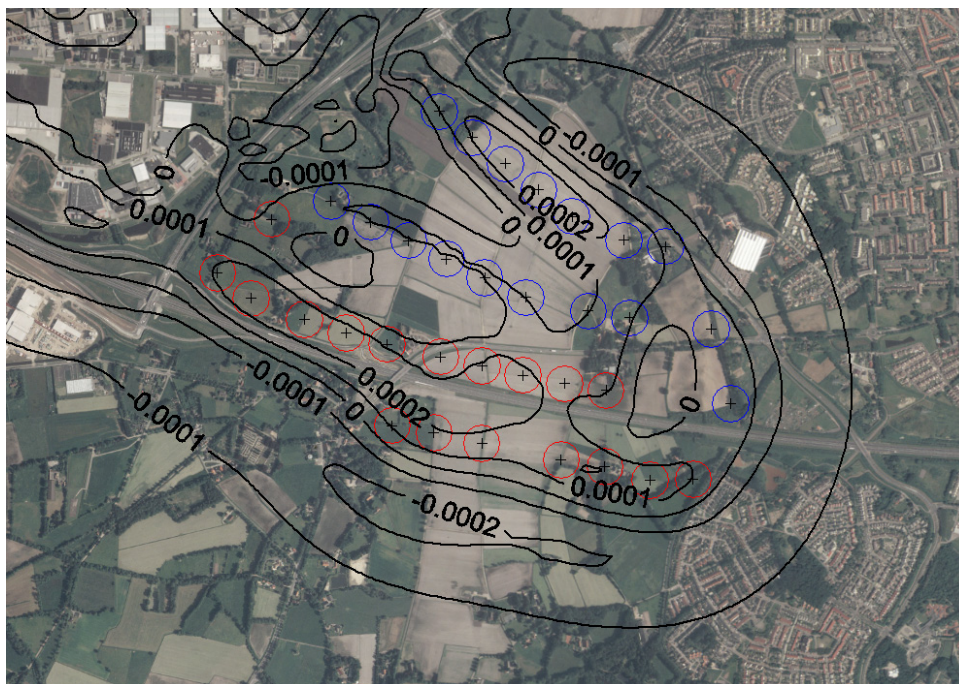


Figure 4. Predicted Surface Curvature Contoured in 1/Kilometer.

ATTACHMENT A

Table A-1. Cavern Data Used in the Subsidence Predictions Over the Usseleres Brine Field (Page 1 of 3)

Cavern ID	In Service Year	Cavern Coordinates		Top of Cavern Depth (m)	Bottom of Cavern Depth (m)	Cavern Volume (m³)
		Easting	Northing			
Usseleres Phase I Caverns						
Usseleres01	2008	253578.8	470012.8	432.7	469.9	375,000
Usseleres02	2008	253392.7	469828.5	432.7	469.9	375,000
Usseleres03	2008	253507.5	469740.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres04	2008	253691.7	469668.3	432.7	469.9	375,000
Usseleres05	2008	253835.1	469622.1	432.7	469.9	375,000
Usseleres06	2008	253974.6	469582.7	432.7	469.9	375,000
Usseleres07	2008	254159.7	469539.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres08	2008	254301.3	469507.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres09	2008	254442.7	469475.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres10	2008	254584.7	469446.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres11	2009	254727.8	469423.3	432.7	469.9	375,000
Usseleres Phase III Caverns						
Usseleres12	2009	253993.2	469302.5	432.7	469.9	375,000
Usseleres13	2009	254136.1	469277.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres14	2009	254300.6	469241.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres15	2009	254573.4	469185.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres16	2009	254723.3	469160.8	432.7	469.9	375,000
Usseleres17	2010	254878.8	469113.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres18	2010	255026.7	469117.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres Phase II Caverns						
Usseleres19	2010	253782.3	470074.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres20	2010	253919.2	470002.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres21	2010	254049.8	469939.4	432.7	469.9	375,000

Table A-1. Cavern Data Used in the Subsidence Predictions Over the Usseleres Brine Field (Page 2 of 3)

Cavern ID	In Service Year	Cavern Coordinates		Top of Cavern Depth (m)	Bottom of Cavern Depth (m)	Cavern Volume (m ³)
		Easting	Northing			
Usseleres22	2011	254180.1	469876.2	432.7	469.9	375,000
Usseleres23	2011	254310.6	469812.2	432.7	469.9	375,000
Usseleres24	2011	254452.3	469743.4	432.7	469.9	375,000
Usseleres25	2011	254666.4	469696.7	432.7	469.9	375,000
Usseleres26	2012	254809.6	469673.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres27	2012	255088.5	469634.3	432.7	469.9	375,000
Usseleres28	2012	255156.5	469378.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres29	2012	254154.7	470384.4	432.7	469.9	375,000
Usseleres30	2013	254268.9	470294.3	432.7	469.9	375,000
Usseleres31	2013	254382.4	470203.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres32	2014	254496.7	470113.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres33	2014	254610.5	470023.4	432.7	469.9	375,000
Usseleres34	2014	254789.1	469940.8	432.7	469.9	375,000
Usseleres35	2014	254932.3	469919.4	432.7	469.9	375,000
Hengelo Caverns						
245 inactive	1973	253953.0	470987.0	394.7	466.2	358,000
278	1980	253593.0	470762.0	386.2	471.1	425,000
281	1978	254133.0	470891.0	432.0	472.7	300,000
283	1978	254330.0	470932.0	424.5	470.4	300,000
285	1978	254527.0	470974.0	412.9	468.2	300,000
287 inactive	1980	253772.0	470921.0	418.2	468.2	250,000
364	1991	253741.0	470571.0	450.1	479.2	300,000
367	1992	253484.0	470589.0	449.5	477.2	300,000
369	1991	253446.0	470384.0	448.6	477.5	350,000

Table A-1. Cavern Data Used in the Subsidence Predictions Over the Usseleres Brine Field (Page 3 of 3)

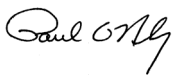
Cavern ID	In Service Year	Cavern Coordinates		Top of Cavern Depth (m)	Bottom of Cavern Depth (m)	Cavern Volume (m ³)
		Easting	Northing			
372	1993	253308.0	470131.0	446.0	476.2	350,000
375	1993	253103.0	470007.0	441.0	471.0	350,000
378	1994	252867.0	469980.0	439.0	469.0	350,000
381	1998	252550.0	470118.0	443.0	472.6	350,000
384	1992	252511.0	470338.0	432.4	475.5	350,000
469	1998	253192.0	470531.0	441.0	471.8	350,000
472	1999	252922.0	470487.0	440.0	470.6	350,000
475	2001	252784.0	470252.0	440.0	470.8	350,000
480	2005	254011.0	470520.0	447.0	484.1	350,000
239 inactive	1974	253736.0	471397.0	367.9	442.8	375,000
242 inactive	1974	253868.0	471228.0	389.3	453.4	320,000
248 inactive	1977	253543.0	471551.0	373.6	433.5	299,000
265	1977	253272.0	471447.0	355.8	440.3	422,000
268	1977	253169.0	471274.0	383.2	449.9	334,000
270 inactive	1977	253552.0	471356.0	385.9	445.0	295,000
272	1979	253448.0	471204.0	374.6	452.7	391,000
275 inactive	1979	253494.0	470983.0	394.0	463.0	345,000
290	1982	253305.0	470864.0	400.0	465.6	328,000
293	1981	253067.0	470832.0	403.1	466.0	315,000
296	1980	252830.0	470800.0	393.2	466.5	367,000
299	1982	252592.0	470768.0	411.4	470.6	296,000
302	1982	252354.0	470737.0	415.9	477.6	308,000
358	1989	252669.0	471008.0	430.0	463.4	300,000
361	1989	252859.0	471169.0	413.1	456.4	300,000
387	1993	252343.0	470475.0	450.8	480.5	300,000

External Memorandum

To: Ms. Mirjam Albers
Akzo Nobel Chemicals
Boortorenweg 27, P.O. Box 25
7550 GC Hengelo Ov
The Netherlands

cc: Project Central File 1477 — Category A

From: Mr. Paul Nelson
Dr. Leo Van Sambeek
RESPEC
P.O. Box 725
Rapid City, SD 57709
United States




Date: December 20, 2006

Subject: Usseleres Phases I, II, and III Subsidence Modeling Results

INTRODUCTION

This memorandum presents results of a ground subsidence analysis evaluating future subsidence behavior over the proposed brine field at Usseleres. The subsidence predictions are based on three phases (I, II, and III) of mining. Cavern locations, depth intervals, and volumes were provided by Akzo Nobel Chemical, and this information is listed in Attachment A. Subsidence parameters used for the Usseleres analysis were obtained from an interpretation of subsidence rates above the existing Hengelo brine field.

In July 2006, RESPEC submitted the results of a subsidence analysis for three phases of brine mining at Usseleres.¹ However, in December 2006, Akzo Nobel supplied RESPEC with revised locations for the Phase II caverns. This memorandum reports the results of the subsidence analysis performed with these new Phase II cavern locations (i.e., the Phase II cavern locations supplied to RESPEC in December 2006).

BACKGROUND

Akzo Nobel Chemical (Akzo) is planning a new brine field at Usseleres. As part of the winning plan process for the brine field, Akzo engaged RESPEC to predict surface subsidence

¹ **Nelson, P. E. and L. L. Van Sambeek, 2006.** *Usseleres Phase I, II, and III Subsidence Modeling Results*, External memorandum (RSI(RCO)-1477/7-06/02) to W. Paar, Akzo Nobel Chemicals, Hengelo, Netherlands, from P. Nelson and L. Van Sambeek, RESPEC, Rapid City, SD, July 5.

amounts and maximum subsidence rates that will result from the proposed brine caverns. A memorandum describing the subsidence analysis for the Usseleres Phases I and III [Nelson, 2006]² explained our approach, results of the subsidence analysis, and major conclusions. This memorandum does not repeat the discussion on the technical approach, assumptions, or subsidence parameters as they were identical to those used in the Phase I and Phase III memorandum.

Usseleres Phases I, II, and III Brine Field

Akzo supplied the Usseleres brine field layout in terms of cavern locations (x, y coordinates). Each cavern was assumed to be located between depths of 433 and 470 meters (37-meter cavern height) with a volume of 375,000 cubic meters. No provision was made for insoluble material partially filling the cavern void space.

Attachment A lists the information for the caverns included in the subsidence analysis. Caverns included both the Usseleres Phases I, II, and III caverns and those caverns in the Hengelo brine field deemed to be near enough to influence the subsidence in the Usseleres field.³

Subsidence Modeling Parameters

A value of 0.00008 was used for the steady-state subsidence parameter (identified as y_{ss}) in the **SALT_SUBSID** analysis. Therefore, the value of y_{ss} used in this analysis equates to a steady-state closure rate of 0.00008 cubic meters per cubic meter of cavern volume per year (i.e., a volumetric closure rate of 0.008 percent per year). As explained in the Phase I and Phase III memorandum, the value for y_{ss} used in this analysis was obtained from a study of elevation measurements made at benchmarks located over existing Akzo brine field cavern clusters.^{4,5}

The other **SALT_SUBSID** parameter applicable to solution-mined caverns relates to the stress exponent on the salt creep law. As in the Phase I and Phase III analysis, a fixed value of $n = 0$ was used because there is so little variation in the cavern depth in the Usseleres field.

SUBSIDENCE MODELING RESULTS

Subsidence and subsidence rate predictions were made assuming each cavern is developed to its full volume (i.e., with every cavern in the Usseleres brine field excavated to its full volume).

² **Nelson, P. E., 2006.** *Usseleres Phase I and Phase III Subsidence Modeling Results*, external memorandum (RSI(RCO)-1477/6-06/20) to W. Paar, Akzo Nobel Chemicals, Hengelo, Netherlands, from P. Nelson, RESPEC, Rapid City, SD, June 29.

³ **Oranjewoud, 2005.** *Bodemdalingsgedrag referentie-en clusterboringen Winningsvergunning TwentH-Rijn*, prepared for Akzo Nobel Chemicals, Hengelo, Netherlands.

⁴ **Van Sambeek, L. L., 2004.** *Stability Analysis of Inactive Cavern Clusters: Hengelo Brine Field*, RSI-1793, prepared by RESPEC, Rapid City, SD, for Akzo Nobel Chemical, Hengelo, Netherlands.

⁵ **Van Sambeek, L. L., 2004.** *Cluster Analysis of Active Caverns: Akzo Nobel — Hengelo Brinefield*, RSI-1774, prepared by RESPEC, Rapid City, SD, for Akzo Nobel Chemical, Hengelo, Netherlands.

Figure 1(a) shows contours of the predicted subsidence rates (in mm/yr) for the cavern field. The maximum predicted subsidence rate for this configuration is 0.5 millimeter/year (mm/yr). Figure 1(b) shows contours of the predicted subsidence (in mm) 100 years after excavating the caverns. The maximum predicted subsidence 100 years after excavating the caverns is 50 mm, although this value is an overestimate because it ignores the sequential development of the caverns.

Several caverns in the Hengelo brine field needed to be included in the analysis because their induced subsidence extends into the Usseleres field. The contours (isolines) of subsidence rate and subsidence amount for the Usseleres field merge to the north and northwest into the contours for the Hengelo brine field. It is emphasized that only the subsidence rate contours of lower value (say less than 0.2 mm/yr) are affected by the Hengelo brine field caverns. The maximum subsidence rate for the Usseleres brine field is unaffected by the Hengelo brine field caverns.

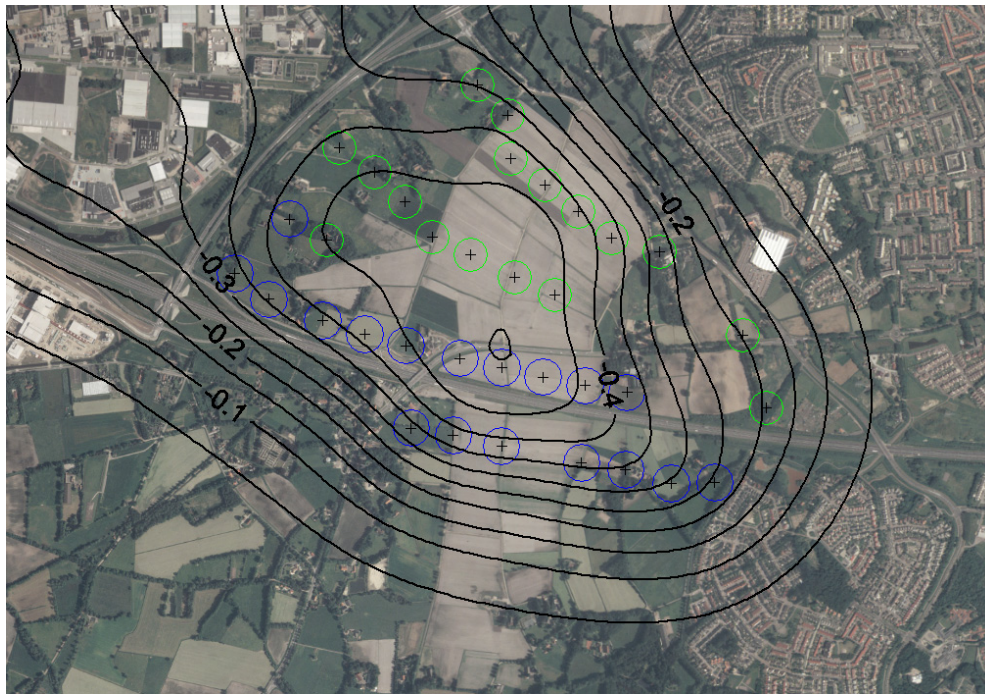
Figures 2(a) and 2(b) show contour plots of the predicted maximum (least compressive) and minimum (most compressive) principal strains 100 years after excavating the caverns. The modeling predicted a maximum extensional strain of 27 microstrain (0.027 millimeters per meter (mm/m)) and a maximum compressional strain of 50 microstrain (0.050 mm/m). Figure 3 shows a contour plot of the surface tilt with a maximum tilt of 0.088 mm/m predicted by the modeling. Figure 4 shows a contour plot of ground curvature. A minimum curvature of -0.00022 km^{-1} (convex up) and a maximum curvature of 0.00032 km^{-1} (concave up) were predicted by the modeling.

CONCLUSIONS

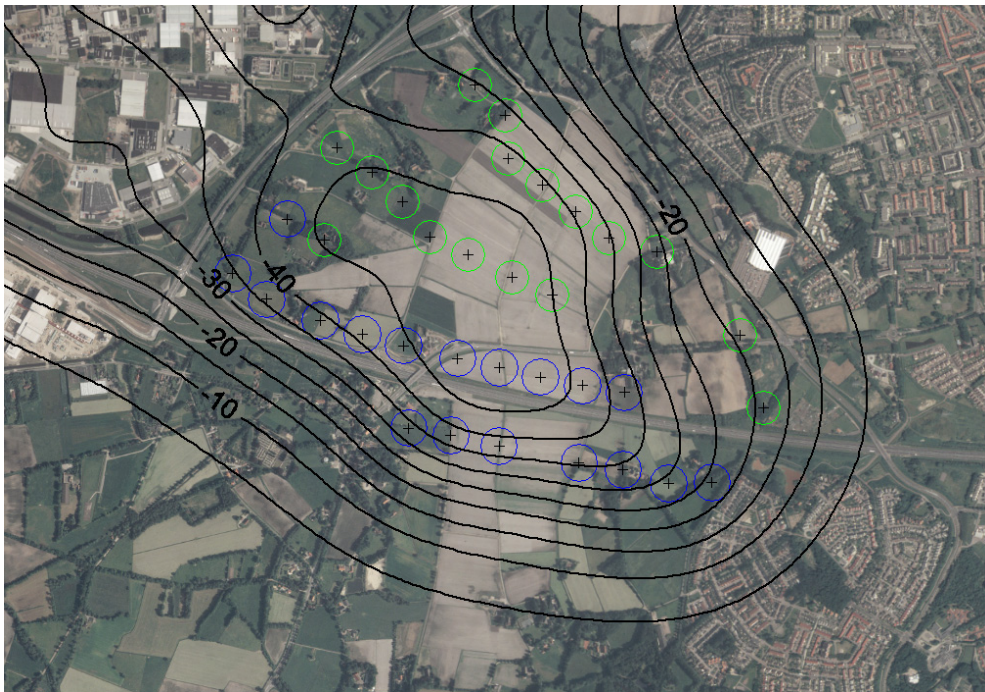
The predicted subsidence above the Usseleres brine field for the Phases I, II, and III caverns resulted in a maximum subsidence rate of 0.5 mm/yr with an accumulation of 50 mm near the center of the field during the first 100 years after excavating all the caverns. These quantities are about 25 percent greater than the corresponding quantities from the Phase I and Phase III analysis. The increases in the maximum subsidence rate and maximum subsidence after 100 years result from the superpositioning of subsidence caused by the additional Phase II caverns. The increase is not proportional to the number of caverns (almost twice as many caverns but only 25 percent more subsidence).

The effect of increasing the number of caverns is also exhibited by the surface curvatures, where the convex curvature around the edge of the Usseleres brine field remains the same for Phases I, II, and III compared to Phase I and Phase III; however, the concave curvature in the center of the brine field for the three phases is less (i.e., a broader and flatter subsidence basin) than for the Phase I and Phase III situation. The principal strains are similarly affected: the maximum principal strain (extensional) outside the brine field edge is relatively the same, while the minimum principal strain (compressive) inside the brinefield edge is somewhat less due to the broader and flatter subsidence bowl. However, surface tilt for Phases I, II, and III is slightly greater than Phases I and III as a result of the increased overall subsidence.

RSI-1477-06-017



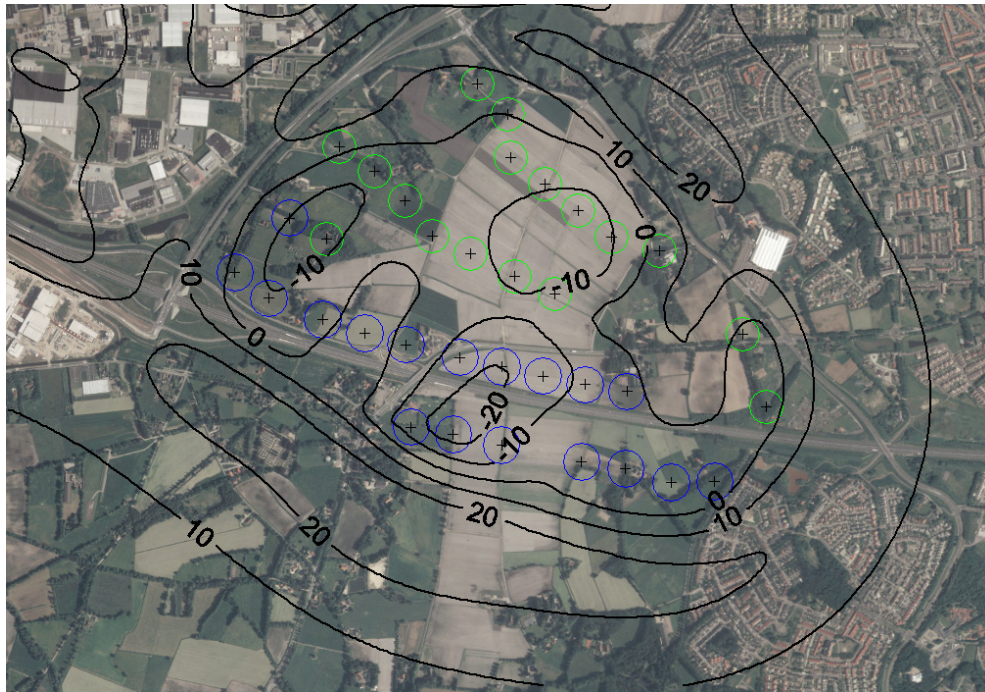
(a)



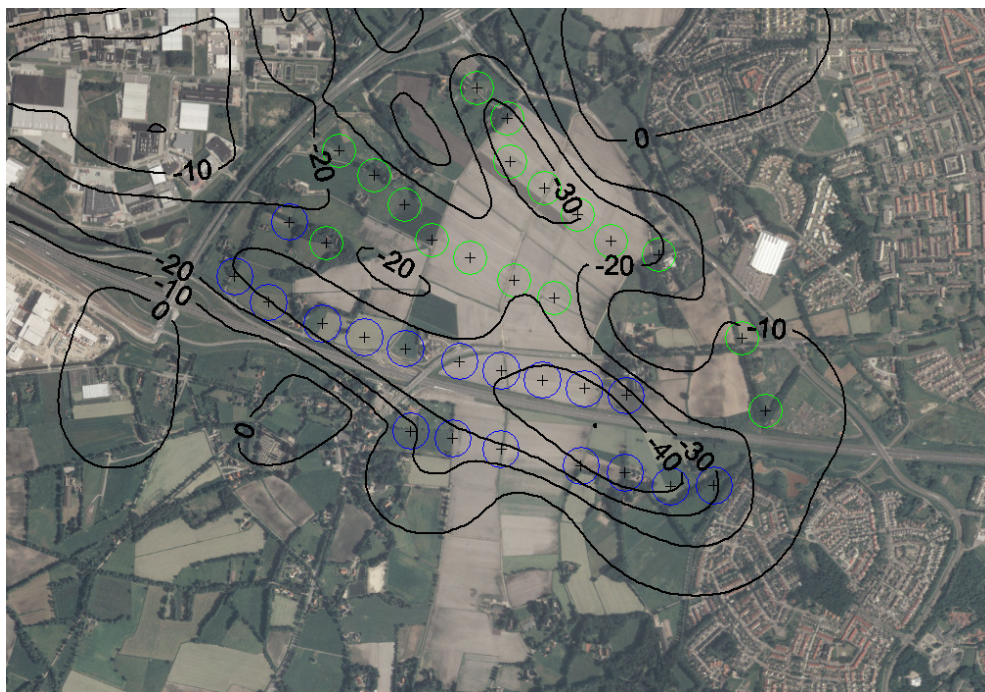
(b)

Figure 1. Predicted Subsidence Rates in mm/yr (a) and Subsidence After 100 Years in mm (b).

RSI-1477-06-018



(a)



(b)

Figure 2. Predicted Maximum (a) and Minimum (b) Principal Strains Contoured in Microstrain.

RSI-1477-06-019

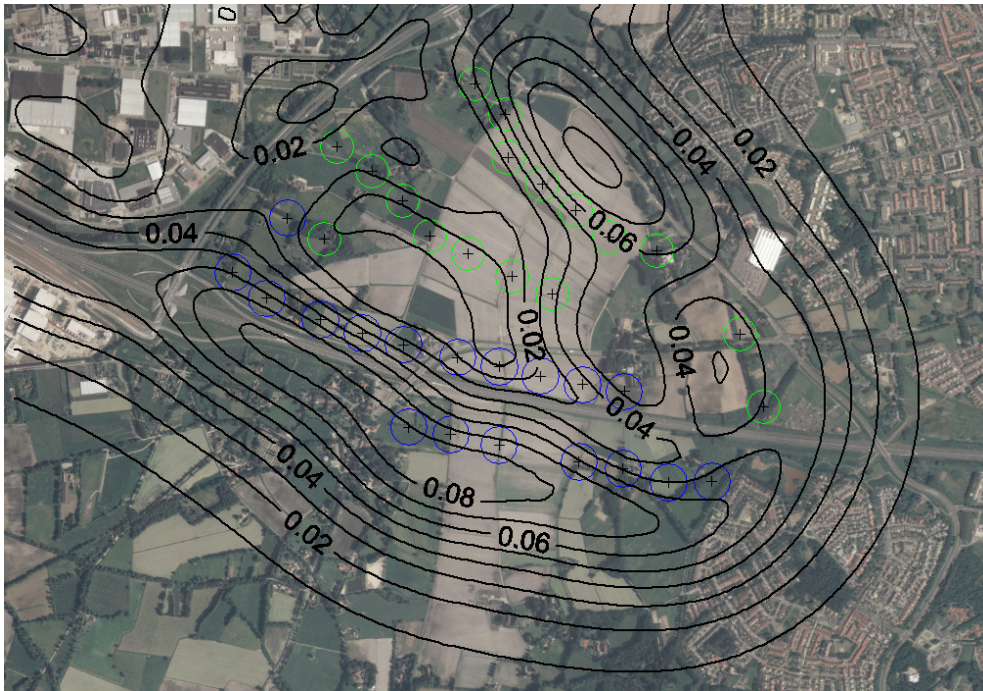


Figure 3. Predicted Surface Tilt Contoured in Millimeters per Meter.

RSI-1477-06-020

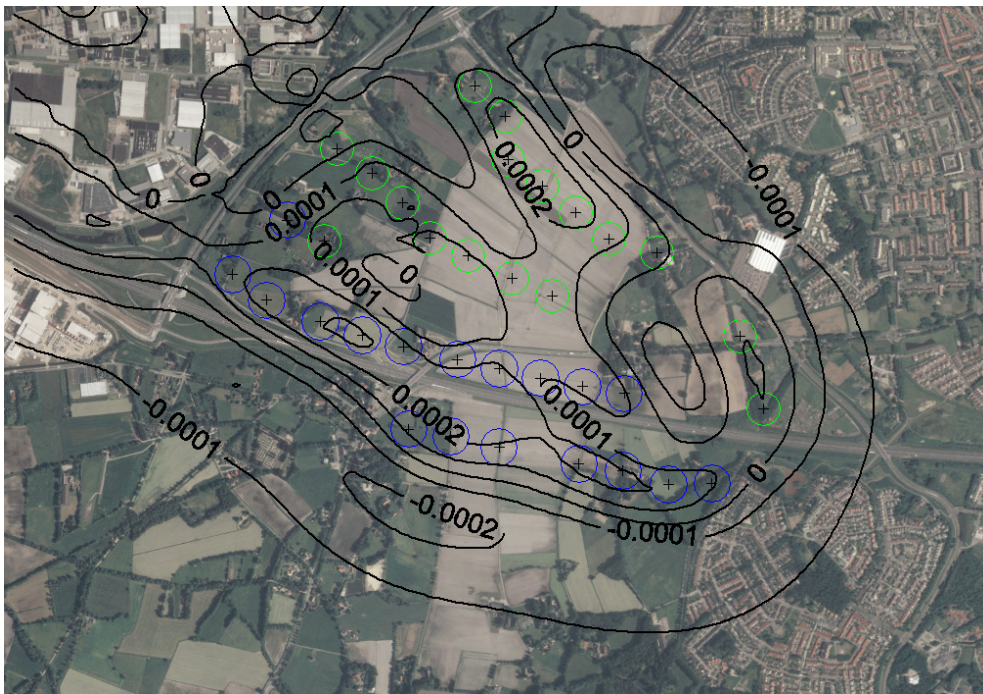


Figure 4. Predicted Surface Curvature Contoured in 1/Kilometer.

As mentioned in the earlier memorandum for Phases I and III, the most significant **SALT_SUBSID** parameter in the analysis (y_{ss}) was determined from a selective determination of the subsidence rate over Hengelo brine field cavern clusters. These clusters may give a better approximation of the Usseleres cavern layout than the entire Hengelo field taken as a whole. The average subsidence rate over the cavern clusters is greater than that over the representative caverns in the Hengelo brine field; therefore, calculating the subsidence parameter based on cavern cluster subsidence rates may lead to greater calculated subsidence rates for Usseleres.

PEN/LVS:krl

ATTACHMENT A

Table A-1. Cavern Data Used in the Subsidence Predictions Over the Usseleres Brine Field (Page 1 of 3)

Cavern ID	In Service Year	Cavern Coordinates		Top of Cavern Depth (m)	Bottom of Cavern Depth (m)	Cavern Volume (m³)
		Easting	Northing			
Usseleres Phase I Caverns						
Usseleres01	2008	253578.8	470012.8	432.7	469.9	375,000
Usseleres02	2008	253392.7	469828.5	432.7	469.9	375,000
Usseleres03	2008	253507.5	469740.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres04	2008	253691.7	469668.3	432.7	469.9	375,000
Usseleres05	2008	253835.1	469622.1	432.7	469.9	375,000
Usseleres06	2008	253974.6	469582.7	432.7	469.9	375,000
Usseleres07	2008	254159.7	469539.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres08	2008	254301.3	469507.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres09	2008	254442.7	469475.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres10	2008	254584.7	469446.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres11	2009	254727.8	469423.3	432.7	469.9	375,000
Usseleres Phase III Caverns						
Usseleres12	2009	253993.2	469302.5	432.7	469.9	375,000
Usseleres13	2009	254136.1	469277.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres14	2009	254300.6	469241.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres15	2009	254573.4	469185.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres16	2009	254723.3	469160.8	432.7	469.9	375,000
Usseleres17	2010	254878.8	469113.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres18	2010	255026.7	469117.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres Phase II Caverns						
Usseleres19	2010	253866.7	470171.4	432.7	469.9	375,000
Usseleres20	2010	253973.2	470072.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres21	2010	254063.5	469952.1	432.7	469.9	375,000

Table A-1. Cavern Data Used in the Subsidence Predictions Over the Usseleres Brine Field (Page 2 of 3)

Cavern ID	In Service Year	Cavern Coordinates		Top of Cavern Depth (m)	Bottom of Cavern Depth (m)	Cavern Volume (m ³)
		Easting	Northing			
Usseleres22	2011	254196.2	469893.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres23	2011	254344.9	469814.9	432.7	469.9	375,000
Usseleres24	2011	254480.9	469754.1	432.7	469.9	375,000
Usseleres25	2011	253748.4	470256.7	432.7	469.9	375,000
Usseleres26	2012	253705.6	469941.5	432.7	469.9	375,000
Usseleres27	2012	255123.2	469618.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres28	2012	255201.7	469370.5	432.7	469.9	375,000
Usseleres29	2012	254219.5	470470.0	432.7	469.9	375,000
Usseleres30	2013	254321.8	470365.8	432.7	469.9	375,000
Usseleres31	2013	254332.9	470219.3	432.7	469.9	375,000
Usseleres32	2014	254448.2	470129.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres33	2014	254562.1	470039.8	432.7	469.9	375,000
Usseleres34	2014	254676.1	469949.6	432.7	469.9	375,000
Usseleres35	2014	254838.7	469900.9	432.7	469.9	375,000
Hengelo Caverns						
245 inactive	1973	253953.0	470987.0	394.7	466.2	358,000
278	1980	253593.0	470762.0	386.2	471.1	425,000
281	1978	254133.0	470891.0	432.0	472.7	300,000
283	1978	254330.0	470932.0	424.5	470.4	300,000
285	1978	254527.0	470974.0	412.9	468.2	300,000
287 inactive	1980	253772.0	470921.0	418.2	468.2	250,000
364	1991	253741.0	470571.0	450.1	479.2	300,000
367	1992	253484.0	470589.0	449.5	477.2	300,000
369	1991	253446.0	470384.0	448.6	477.5	350,000

Table A-1. Cavern Data Used in the Subsidence Predictions Over the Usseleres Brine Field (Page 3 of 3)

Cavern ID	In Service Year	Cavern Coordinates		Top of Cavern Depth (m)	Bottom of Cavern Depth (m)	Cavern Volume (m ³)
		Easting	Northing			
372	1993	253308.0	470131.0	446.0	476.2	350,000
375	1993	253103.0	470007.0	441.0	471.0	350,000
378	1994	252867.0	469980.0	439.0	469.0	350,000
381	1998	252550.0	470118.0	443.0	472.6	350,000
384	1992	252511.0	470338.0	432.4	475.5	350,000
469	1998	253192.0	470531.0	441.0	471.8	350,000
472	1999	252922.0	470487.0	440.0	470.6	350,000
475	2001	252784.0	470252.0	440.0	470.8	350,000
480	2005	254011.0	470520.0	447.0	484.1	350,000
239 inactive	1974	253736.0	471397.0	367.9	442.8	375,000
242 inactive	1974	253868.0	471228.0	389.3	453.4	320,000
248 inactive	1977	253543.0	471551.0	373.6	433.5	299,000
265	1977	253272.0	471447.0	355.8	440.3	422,000
268	1977	253169.0	471274.0	383.2	449.9	334,000
270 inactive	1977	253552.0	471356.0	385.9	445.0	295,000
272	1979	253448.0	471204.0	374.6	452.7	391,000
275 inactive	1979	253494.0	470983.0	394.0	463.0	345,000
290	1982	253305.0	470864.0	400.0	465.6	328,000
293	1981	253067.0	470832.0	403.1	466.0	315,000
296	1980	252830.0	470800.0	393.2	466.5	367,000
299	1982	252592.0	470768.0	411.4	470.6	296,000
302	1982	252354.0	470737.0	415.9	477.6	308,000
358	1989	252669.0	471008.0	430.0	463.4	300,000
361	1989	252859.0	471169.0	413.1	456.4	300,000
387	1993	252343.0	470475.0	450.8	480.5	300,000

Effecten van bodemvervorming door zoutwinning van Akzo Nobel Base Chemicals BV

Winningsvergunningen Twenthe-Rijn en Twenthe-Rijn uitbreiding fases 1 en 3

Ons kenmerk
424860-0004

Versie
03 Definitief

Datum
augustus 2006

Opgesteld in opdracht van
Akzo Nobel Base Chemicals BV
Postbus 25
7550 GC HENGelo OV

Rapportnummer
424860-0004 v03

Datum
augustus 2006

Versie
03 Definitief

Aantal pagina's
38

Titel / subtitel

Effecten van bodemvervorming door
zoutwinning van Akzo Nobel Base Chemicals
BV / Winningsvergunningen Twenthe-Rijn en
Twenthe-Rijn uitbreiding fases 1 en 3

Projectleider(s)
ir. J.P. Pruiksmā

Projectbegeleider(s)
ir. H.J. Luger

Overige leden projectteam
ir. J.L. Bijnagte

Opgesteld in opdracht van
Akzo Nobel Base Chemicals BV
Postbus 25
7550 GC HENGELŌ OV

Verspreiding
Akzo Nobel Base Chemicals BV 10x
GeoDelft 2x

Samenvatting rapport

Akzo Nobel Base Chemicals (Akzo) plant een uitbreiding van haar zoutwinning op de locatie Usseleres. Deze uitbreiding is ingedeeld in drie fases. Fase 1 bestaat uit 11 cavernes ten noorden van de rijksweg 35, fase 3 bestaat uit 7 cavernes ten zuiden van rijksweg 35 en fase 2 betreft een nog niet nader gedefinieerde invulling van een caverneveld ten noorden van de rijksweg 35. De zoutwinning resulteert in een bodemdaling op de locatie Usseleres. In dit rapport is de invloed van deze bodemvervorming op gebouwen bepaald. Tevens is de invloed van de bodemvervorming op de waterhuishouding en infrastructuur bepaald.

De berekeningen van de firma RESPEC voor fases 1 en 3 zijn als uitgangspunt genomen. Deze leveren de bodemvervorming door de Akzo zoutwinning op de locatie Usseleres na 100 jaar.

Een kort overzicht van in de literatuur beschikbare criteria voor schade aan gebouwen als functie van de gebouwvervormingen is gegeven. De meest maatgevende criteria zijn gebruikt om het effect van de voorspelde bodemvervorming van de fases 1 en 3 na 100 jaar ten gevolge van de zoutwinning op gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding te beoordelen.

Geconcludeerd is dat er geen schade aan gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding te verwachten is ten gevolge van de fases 1 en 3 zoutwinning.

Versie	Datum	Opgesteld door	Paraaf	Gecontroleerd door	Paraaf
01	juni 2006	ir. J.P. Pruiksmā		ir. H.J. Luger	
02	juli 2006	ir. J.P. Pruiksmā		ir. H.J. Luger	
03	augustus 2006	ir. J.P. Pruiksmā		ir. H.J. Luger	

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
2	Achtergrond van de bodemdaling door zoutwinning	3
3	Typen vervorming van gebouwen en de berekende grondvervorming door RESPEC	5
3.1	Typen vervorming in de grond en in gebouwen	5
3.1.1	Helling en scheefstand	6
3.1.2	Kromming, kromtestraal en relatieve rotatie	6
3.1.3	Horizontale rek	8
4	Criteria voor schade aan gebouwen	11
4.1	Schadecriteria uit oudere literatuur, zonder externe horizontale rek	11
4.2	Schadecriteria uit nieuwere literatuur, met externe horizontale rek	14
4.3	Samenvatting schadecriteria	19
5	Toetsing van de voorspellingen fases 1 en 3 aan de criteria voor schade aan gebouwen	21
6	Effect van de bodemvervorming door zoutwinning op bijzondere gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding	23
6.1	Bijzondere industrie	23
6.2	Riolering	23
6.2.1	Persleidingen	24
6.3	(Spoor)wegen	24
6.4	Waterhuishouding	24
6.5	Referentiepunten landmeting	24
7	Conclusies	25
8	Referenties	27

Bijlage(n)

Bijlage 1	Resultaten RESPEC berekening fases 1 en 3 na 100 jaar
-----------	---

Tabellen

Tabel 4.1	Schadecriteria uit [Kratzsch 1974]. Eerste kolom is zijn de criteria uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coal Board	14
Tabel 4.2	Door [Boscardin & Cording 1989] gebruikte uitgangspunten	17
Tabel 5.1	Maximum vervormingen uit de door RESPEC berekende voorspelling (Usseleres fases 1 en 3)	21
Tabel 5.2	Maximum relatieve rotatie inde Usseleres bij verschillende gebouwlengtes	21

Figuren

Figuur 3.1	Schets van scheefstand α , kromming (relatieve rotatie β) en horizontale rek van een gebouw. De horizontale rek is apart weergegeven ter illustratie, maar in de praktijk treden de verschijnselen scheefstand, kromming en horizontale rek tegelijk op	5
Figuur 3.2	Definitie van relatieve rotatie b en scheefstand w volgens [NEN 6740].	7
Figuur 3.3	Weergave van de relatieve rotatie b	7

Figuur 4.1	Schadecriteria voor relatieve rotatie b van [Bjerrum 1963]	12
Figuur 4.2	Reproductie van de figuur van [Polshin & Tokar 1957]: doorbuigingsverhouding (lengte tussen twee dilatatievoegen gedeeld door de maximum verschilzakking tussen de twee voegen) versus gebouwfmeting voor 10 stenen gebouwen	13
Figuur 4.3	Relatie tussen toegestane horizontale rek voor verschillende schadeklassen en de gebouwlengte uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coalboard [NCB 1975]. Bij ongeveer 60 m gebouwlengte wordt de rek van $0.5E-3$ teruggevonden	15
Figuur 4.4	Gebouw opgevat als een Timoshenko-ligger. Aangegeven zijn twee mogelijke vormen van scheurvorming door buiging en afschuiving uit [Boscardin & Cording 1989]	16
Figuur 4.5	Rekentechniek van [Boscardin & Cording 1989]	18
Figuur 4.6	Relatie tussen schade en horizontale (trek) rekken en relatieve rotatie b (' <i>angular distortion</i> ') uit [Boscardin & Cording 1989]	18
Figuur 5.1	Weergave van de voorspelde bodemvervormingen na 100 jaar voor de fase 1 en 3 in de schadegrafiek van [Boscardin & Cording 1989]	22

1 Inleiding

Akzo Nobel Base Chemicals (Akzo) plant een uitbreiding van haar zoutwinning op de locatie Usseleres. Deze uitbreiding is ingedeeld in drie fases. Fase 1 bestaat uit 11 cavernes ten noorden van de rijksweg 35, fase 3 bestaat uit 7 cavernes ten zuiden van rijksweg 35 en fase 2 betreft een nog niet nader gedefinieerde invulling van een caverneveld ten noorden van de rijksweg 35. De zoutwinning resulteert in een bodemdaling op de locatie Usseleres. In dit rapport wordt beschreven welke invloed deze bodemvervorming heeft op gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding.

De firma RESPEC heeft de bodemdaling voor de geplande 18 cavernes voor fases 1 en 3 berekend na 100 jaar, op de locatie Usseleres. In de voorspellingen zijn ook effecten van het bestaande boorterrein in rekening gebracht.

De berekeningen van RESPEC zijn niet expliciet beoordeeld door GeoDelft. Bij globale beoordeling zijn er geen zichtbare inconsistenties waargenomen in de door RESPEC beschreven aanpak [RESPEC 2006] en in de resultaten. In dit rapport wordt ervan uitgegaan dat de door RESPEC voorspelde zakkingen realistisch zijn. Zij vormen de basis voor de bepaling van de effecten op gebouwen, infrastructuur en de waterhuishouding.

In hoofdstuk 2 van dit rapport wordt enige achtergrondinformatie gegeven over de oorzaak van de bodemvervorming door zoutwinning. In hoofdstuk 3 worden de effecten van deze bodemvervorming door de winning van fases 1 en 3 op gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding bepaald op basis van in de literatuur gevonden schadecriteria. Hoofdstuk 4 sluit af met conclusies.

2 **Achtergrond van de bodemdaling door zoutwinning**

De zoutwinning van Akzo geschiedt met behulp van de oplosmethode, waarbij een boring gemaakt wordt tot op een diepte van ongeveer 450 m waar zich de zoutlaag bevindt. Er wordt water ingepompt dat het zout oplost, en deze oplossing (pekkel) wordt dan omhoog gepompt, waarna door verdamping zout geproduceerd wordt. Door het continu inpompen van schoon water, wordt voortdurend zout opgelost en ontstaat er een met pekkel gevulde holte (caverne). Zolang er water wordt ingepompt en zout oplost wordt de holte groter.

Wanneer de holte een bepaalde omvang heeft bereikt en besloten wordt om te stoppen met het winnen van zout op die locatie, wordt er geen water meer ingepompt en wordt het zout niet meer opgelost. Dientengevolge wordt de met pekkel gevulde holte niet meer groter.

Omdat de soortelijke massa van de pekkel (de water+zout oplossing) lager is dan die van de omringende gesteenteformatie (het zoutgesteente), is de hydrostatische druk in de holte (pekeldruk) lager dan de druk in het zoutgesteente eromheen. Door dit drukverschil gaat het zout kruipen. Dit krimpproces verloopt geleidelijk en langzaam en over de jaren wordt de holte langzaam steeds kleiner. Door dit kruipen van het zout, wordt de zoutlaag in de buurt van de holte dunner, want het zout kruipt als het ware vanuit de zoutlaag de holte in. Dit langzaam dunner worden van de zoutlaag veroorzaakt een bodemdaling met het diepste punt ongeveer op de plaats van de boring. In geval van meerdere boringen zoals gepland op de locatie Usseleres, is de bodemdaling een optelling van de convergenties (verkleiningen) van meerdere holtes op verschillende locaties.

De door Akzo geplande holtes in fases 1, 2 en 3 bevinden zich op een diepte tussen de 433 m en 470 m. De cavernes hebben een hoogte van ongeveer 37 m, een diameter van ongeveer 120 m en een volume van ongeveer 375.000 m³. Door [RESPEC 2006] werd bepaald dat de holtes ongeveer 0,008 % per jaar (betrokken op het geometrisch volume) kleiner worden. Een verkleining van 10% van een caverneholte vergt een periode van ongeveer 1250 jaar.

3 Typen vervorming van gebouwen en de berekende grondvervorming door RESPEC

In dit hoofdstuk worden typen vervormingen in gebouwen besproken die kunnen optreden als een gevolg van bodemvervorming door zoutwinning. Na de definities van de soorten vervormingen zullen de maximum vervormingen die volgen uit de [RESPEC 2006] berekeningen voor fases 1+3 van de Akzo zoutwinning in de Usseleres gegeven worden. Deze vervormingen zullen later gebruikt worden voor de beoordeling op schade aan gebouwen.

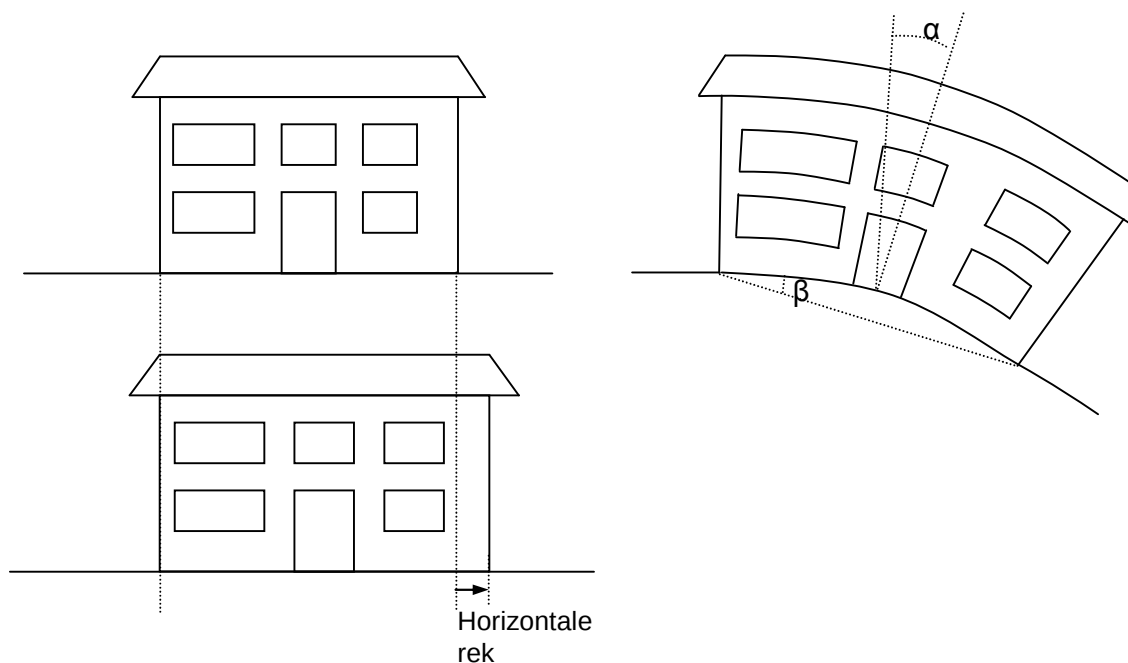
Aangenomen wordt dat deze vervorming in de bodem direct overgedragen wordt aan het gebouw. In het algemeen zal de vervorming van een gebouw kleiner zijn door de stijfheid en sterkte van het gebouw, in het bijzonder bij nieuwbouw.

3.1 Typen vervorming in de grond en in gebouwen

De bodemdaling veroorzaakt door zoutwinning is niet overal hetzelfde. De daling is groter direct boven de holtes waar de zoutwinning plaatsvindt en neemt af naarmate de afstand tot de winplaats toeneemt. De resultaten van [RESPEC 2006] laten dit beeld ook zien.

De in de bodem ontstane vervorming ten gevolge van deze geleidelijke variatie in bodemdaling kan worden onderverdeeld in (zie figuur 3.1):

- helling;
- kromming, relatieve rotatie;
- rek (trek/stuik).



Figuur 3.1 Schets van scheefstand α , kromming (relatieve rotatie β) en horizontale rek van een gebouw. De horizontale rek is apart weergegeven ter illustratie, maar in de praktijk treden de verschijnselen scheefstand, kromming en horizontale rek tegelijk op

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.

3.1.1 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 door [RESPEC 2006] berekende helling voor fases 1 en 3 bedraagt maximaal 0,082 mm/m, ofwel 1 cm hoogteverschil over 122 m afstand, waarmee het effect op een gebouw kan worden bepaald. Voor de volledigheid zijn de [RESPEC 2006] resultaten voor de helling ook opgenomen in dit rapport in bijlage 1.2.

3.1.2 Kromming, kromtestraal en relatieve rotatie

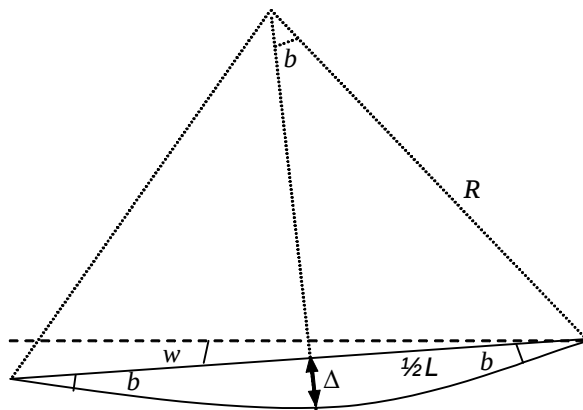
Bij kromming kantelt het oppervlak onder een constructie niet gelijkmatig, maar varieert de scheefstand over de lengte van het gebouw. Kromming kan zowel bol als hol zijn. De kromming van de bodem zal voor een deel worden doorgegeven aan het gebouw. De mate waarin is afhankelijk van de stijfheid van het gebouw. Gemetselde schuren van oude boerderijen zullen bijvoorbeeld makkelijker meebewegen met de grond dan de muren van 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, door de zogenaamde afgeleide van deze helling te nemen. De door [RESPEC 2006] berekende kromming in de Usseleres (hier opgenomen als bijlage 1.3) bedraagt maximaal (hol) 0,00044/km en minimaal (bol) -0,00022/km.

De kromming wordt hier aangeduid met het symbool k . Een met de kromming samenhangende grootheid is de kromtestraal R (dit is de inverse van de kromming, namelijk $R = 1/k$). De kleinste kromtestraal is maatgevend voor schade en sommige criteria uit de literatuur maken gebruik van de kromtestraal R in plaats van de kromming k . De uit de door [RESPEC 2006] maximum en minimum kromming berekende maatgevende kromtestralen zijn 2273 km voor holle kromming en 4545 km voor bolle kromming.

Met betrekking tot schade aan constructies wordt vaak over de relatieve rotatie b gesproken (in de Engelstalige literatuur wordt voor b de term *angular distortion* gehanteerd). Dit is eveneens een grootheid die samenhangt met de kromming. In figuur 3.2 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 w . De relatieve rotatie b is de hoek die een funderingssegment maakt ten opzichte van de scheefstand w .

De berekeningen in dit rapport hebben betrekking op de bodem en niet op gebouwen. Er zijn in dat geval 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 meevervormt met de bodem, kan voor zo'n geleidelijke kromming ook een definitie gegeven worden van relatieve rotatie, zie figuur 3.3:



De definitie is feitelijk dezelfde als voor een gebouw met funderingssegmenten, namelijk dat de relatieve rotatie de hoek is ten opzichte van de schuinstand w . De maximale waarde van deze hoek is maatgevend voor schade en is de b zoals weergegeven in figuur 3.3. De lengte van de constructie is L en de kromtestraal van de kromming R .

Uit de figuur is af te lezen dat geldt:

$$\sin b = \frac{\frac{1}{2}L}{R} \quad (3.1)$$

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

Zoals eerder vermeld is hier de kromming in de bodem berekend en niet die in het gebouw. De kromming in het gebouw en dus ook de relatieve rotatie b zal altijd kleiner zijn vanwege de grotere stijfheid van de fundering.

Sommige schadecriteria zijn uitgedrukt in de buigingsverhouding Δ/L . De relatieve buiging is grafisch weergegeven in figuur 3.3. Voor het geval van zuivere kromming met een constante kromtestraal R kan afgeleid worden dat $\Delta = L^2/8R$. Uitgedrukt in de termen van relatieve rotatie wordt dit dan:

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{1}{4}b \quad (3.2)$$

[Burland et al. 2004] leiden een formule af voor een Timoshenko-ligger onder een puntlast en uniform verdeelde last. Voor typische gebouwafmetingen ligt de doorbuigingsverhouding tussen:

$$\frac{b}{2.0} < \frac{\Delta}{L} < \frac{b}{4.0} \quad (3.3)$$

De verhouding $\Delta/L = b/2$ komt voor in het geval van een puntlast en iets grotere H/L of E/G verhoudingen, terwijl de verhouding $\Delta/L = b/4$ voorkomt bij een uniforme last. Deze laatste komt dus in de limiet overeen met de uitdrukking voor de zuivere kromming. Dit alles betekent dat het niet zo eenvoudig is te zeggen wat de relatie tussen de relatieve rotatie en de doorbuigingsverhouding is. Toch er kan gesteld worden dat deze tot op een factor 2 nauwkeurig is. De omrekening tussen deze twee grootheden geeft enige onzekerheid in het maken van een vergelijking tussen de diverse schadecriteria in de literatuur.

3.1.3 Horizontale rek

Behalve hellen en buigen rekt het grondoppervlak in de richting van het diepste gedeelte van de bodemdalingskom, loodrecht op de dalingscontouren. Op grotere afstand van het diepste gedeelte van de kom wordt de grond uiteengerekt en dichterbij het centrum van de kom wordt het maaiveld ineengedrukt, stuikt. In de [RESPEC 2006] figuur met de voorspelde trekrek (extensional strain) na 100 jaar in de Usseleres (hier opgenomen als bijlage 1.4), is te zien dat ter plaatse van de cavernes de trekrek negatief is, dus dat er druk optreedt. Op grotere afstand van de cavernes ontstaat trekrek, die op een gegeven moment maximaal wordt. Op nog grotere afstand wordt de trekrek weer kleiner en gaat naar nul. In de figuur voor drukrek in bijlage 1.5 (compressive strain) is te zien dat de drukrek maximaal is in het centrum en afneemt met de afstand.

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, dat betekent plaatselijk te rekken, dan steen kapot te drukken. Een lange muur die in de richting van het diepste punt van de dalingskom staat (radiaal) en die meer dan 300 m ten noorden of zuiden van de rijksweg 35 ligt, kan op trek belast worden [RESPEC 2006]. Op circa 500 m ten noorden of zuiden van de rijksweg 35 bevindt zich het gedeelte met maximum trekrek en nog noordelijker of zuidelijker is de trekrek weer kleiner. Bouwwerken op circa 500 m afstand van het diepste punt ondervinden derhalve de meeste trekrek ten gevolge van de zoutwinning.

[RESPEC 2006] heeft de horizontale rek ten gevolge van de Akzo zoutwinning in fases 1 en 3 berekend na 100 jaar. De maximale trekrek die volgt uit de berekeningen is 0,026 mm/m en de maximale stuikrek is 0,06 mm/m, zie ook bijlagen 1.4 en 1.5.

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.

4 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 evenmin 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 [Skempton & MacDonald 1956], [Bjerrum 1963], [NCB 1975], [Bell 1987], [Boscardin & Cording 1989], [Sambeek 2000] en [Burland et al. 2004]. 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 b (grootheid gerelateerd aan kromming, zie hoofdstuk 2) van $1/300$ mag hebben. Het gaat daarbij om de totale toelaatbare waarde. Omdat de huidige relatieve rotatie van een gebouw ten gevolge van de gebouwbelasting (belastingsverschillen) zelf, inhomogeniteiten in de bodem, grondwateronttrekking of ontgravingen en dergelijke, niet bekend is, kan de extra toelaatbare vervorming die door mijnbouw mag optreden niet gespecificeerd worden. Dit is ook het geval voor alle in de literatuur beschreven richtlijnen. Wel kan de vervorming veroorzaakt door het mijnproces zelf getoetst worden aan de criteria om te zien welke bijdrage deze levert aan mogelijke schade aan gebouwen.

Hierna zal een beknopt overzicht gegeven worden van literatuur over dit onderwerp met de richtlijnen die daaruit volgen. Er zijn twee globale lijnen zichtbaar, en wel dat de oudere publicaties voornamelijk kijken naar de relatieve rotatie b of de buigingsverhouding Δ/L , terwijl latere publicaties ook de (externe) horizontale rek meenemen. [Boscardin & Cording 1989] concluderen dat deze oudere publicaties voornamelijk keken naar de vervorming van gebouwen onder hun eigen belasting en de daaruit resulterende schade, en niet zozeer naar externe invloeden zoals mijnbouw, tunneling, ontgravingen en grondwateronttrekking. Indien geen sprake is van dergelijke invloeden kan volgens [Boscardin & Cording 1989] gesteld worden dat de externe horizontale rek nul is. Maar indien wel sprake is van dergelijke invloeden is de externe horizontale rek niet noodzakelijk gelijk aan nul en dient een combinatie gemaakt te worden om een schadecriterium te krijgen voor gevallen waarin zowel doorbuiging als horizontale rek optreedt. Dit is het werk van [Boscardin & Cording 1989] en later [Burland 2004].

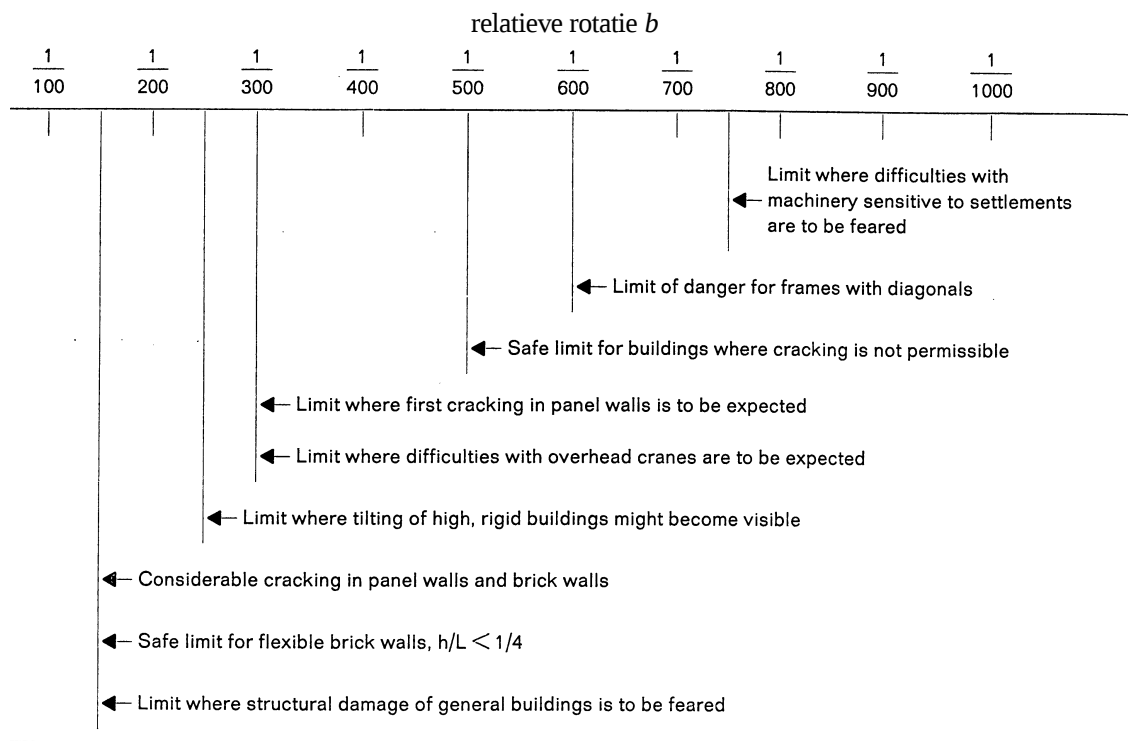
Het artikel van [Polshin & Tokar 1957] verdient in dit verhaal aparte vermelding, omdat zij, hoewel ze zich uitsluitend bezighouden met buigingsverhouding Δ/L en externe horizontale rek niet in rekening brengen, al uitgaan van een theoretische curve gebaseerd op de inwendige maximale breukrek. [Burland & Wroth 1974] gaan ook enigszins hierop in, maar dit idee zou pas verder uitgewerkt worden door [Boscardin & Cording 1989] en [Burland et al. 2004].

4.1 Schadecriteria uit oudere literatuur, zonder externe horizontale rek

Pioniers op dit gebied zijn [Skempton & MacDonald 1956]. Hun publicatie geeft de resultaten van een onderzoek op basis van gegevens van 98 gebouwen, waarvan er 58 als gevolg van zakkingen geen schade hebben ondervonden en 40 in variërende mate wel. Op grond van hun studie zijn de auteurs van mening dat een relatieve rotatie van $b = 1/300$ kan worden aanvaard als een redelijke waarde voor de grens waarboven vermoedelijk scheurvorming zal ontstaan in zowel dragende muren als in muurpanelen en metselwerkgevels van skeletbouw. Bovendien is het waarschijnlijk dat indien de relatieve rotatie $b = 1/150$ er constructieve schade zal optreden in balken of stijlen.

In een bijdrage aan de discussie gedurende de Europese Conferentie over Grondmechanica en Funderingstechniek in Wiesbaden heeft [Bjerrum 1963] de studieresultaten van [Skempton & MacDonald 1956] aangevuld met eigen ervaring en het resultaat vervolgens samengevat in figuur 4.1.

Duidelijk zichtbaar zijn de getallen van [Skempton & MacDonald 1956] namelijk $b = 1/300$ en $b = 1/150$. Verder is voor kleinere relatieve rotaties nog een opsplitsing gemaakt.



Figuur 4.1 Schadecriteria voor relatieve rotatie b van [Bjerrum 1963]

[Polshin & Tokar 1957] hebben onafhankelijk van [Skempton & MacDonald 1956] een studie gedaan gebaseerd op praktijkwaarnemingen van zakkings van meer dan 100 gebouwen in de Sovjet-Unie. Resultaten voor 10 stenen gebouwen zijn weergegeven in figuur 4.2. Merk op dat in de doorbuigingsverhouding Δ/L de afstand is tussen twee dilatatievoegen en niet noodzakelijk de gebouwlengte.

Opmerkelijk is dat [Polshin & Tokar 1957] een lijn a,b,c plotten waarvan ze zeggen dat deze theoretisch benaderd is op basis van het uitgangspunt dat metselwerk zou scheuren bij een rek van $0.5 \cdot 10^{-3}$. In de nieuwere literatuur komt dit getal terug als veelgebuikt criterium voor de horizontale rek waarbij haarscheurtjes optreden in metselwerk, de lichtste schadecategorie. De achtergrond van dit getal volgt niet direct uit het artikel. Daarnaast geeft deze a,b,c-lijn aan dat [Polshin & Tokar 1957] zich gebogen hebben over het uitdrukken van toegestane relatieve doorbuiging in de toegelaten rek in een gebouw. Dit idee is pas later verder uitgewerkt door [Boscardin & Cording 1989] en [Burland et al. 2004].

Ondanks de theoretische curve geven [Polshin & Tokar 1957] op basis van de praktijkmetingen een bijgestelde curve weergegeven door:

$$\begin{aligned} \frac{L}{H} \leq 2 & \quad \frac{\Delta}{L} = 0,0003 \\ \frac{L}{H} = 8 & \quad \frac{\Delta}{L} = 0,0010 \end{aligned} \quad (4.1)$$

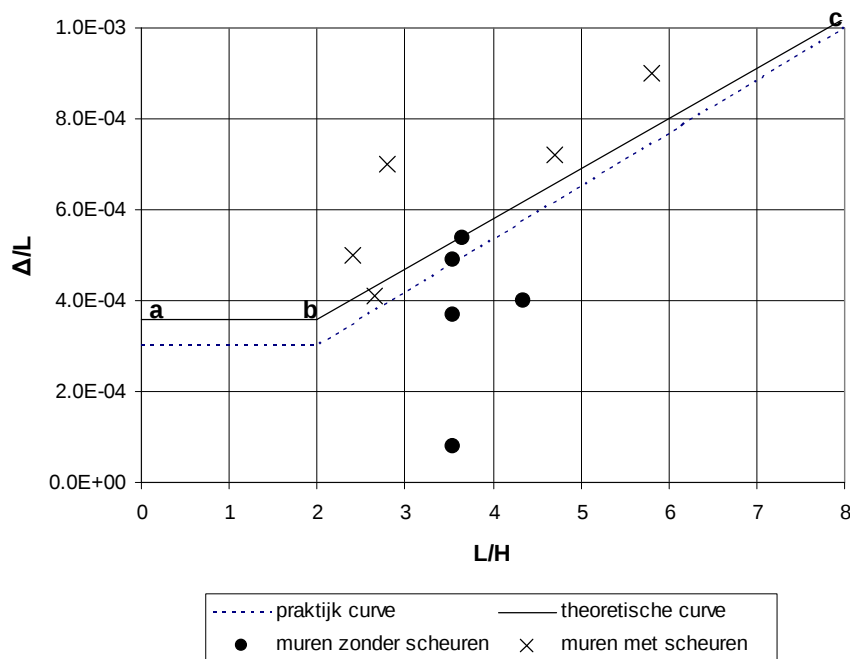
waarin:

L : is de gebouwlengte.

Deze is in de figuur weergegeven als 'praktijk curve'. Met formule (3.3) kunnen deze waarden uitgedrukt worden in de relatieve rotatie. Dan wordt gevonden dat:

$$\begin{aligned} \frac{L}{H} \leq 2 & \quad 0,0006 \leq b \leq 0,0012 \\ \frac{L}{H} = 8 & \quad 0,0020 \leq b \leq 0,0040 \end{aligned} \quad (4.2)$$

Hoewel deze waarden de nodige onzekerheid kennen, hebben ze enige functie bij het vergelijken met het werk van [Boscardin & Cording 1989] en [Burland et al. 2004].



Figuur 4.2 Reproductie van de figuur van [Polshin & Tokar 1957]: doorbuigingsverhouding (lengte tussen twee dilatatievoegen gedeeld door de maximum verschilzakking tussen de twee voegen) versus gebouwfmeting voor 10 stenen gebouwen

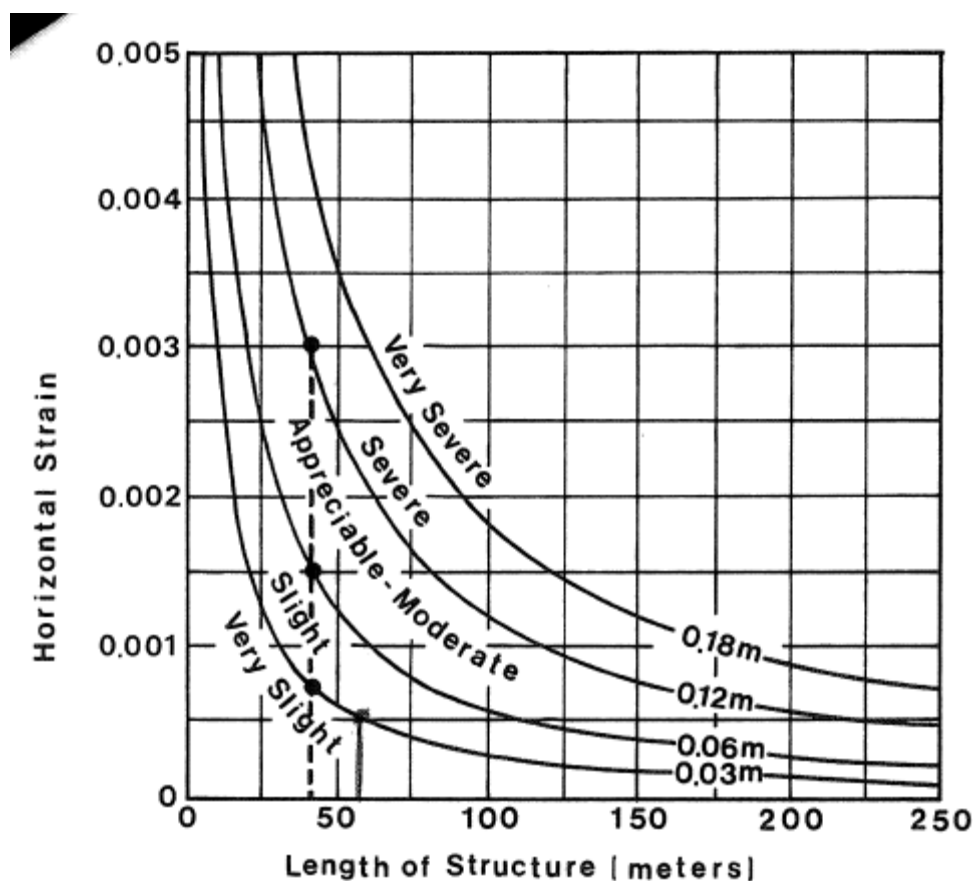
4.2 Schadecriteria uit nieuwere literatuur, met externe horizontale rek

In het boek 'Bergschadenkunde' [Kratzsch 1974], wordt ingegaan op schadecriteria gehanteerd in Engeland, Polen en de Sovjetunie, zie tabel 4.1. 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 voor een gebouw van 60 m, ofwel 0,5 ‰. De tweede kolom geeft criteria gehanteerd in Polen. Hier wordt voor klasse I voor de horizontale trekrek 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 $\Delta s = 3$ 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 $\Delta s = 3 - 6$ cm $\epsilon = 0,5 - 1$ mm/m	Schäden müs- sen reparier- bar sein $v'_z = 5$ mm/m $\epsilon = 3$ mm/m	über 5 Stockw. $v'_z = 4,5$ mm/m $\rho_z = 18$ km $\epsilon = 2,5$ mm/m	$v'_z = 11$ mm/m $\rho_z = 1,5$ km $\epsilon = 7$ mm/m
III	Kleine Außen- wandrisse, Türen klemmen $\Delta s = 6 - 12$ cm $\epsilon = 1 - 2$ mm/m	Schäden dürfen Funktion des Bauwerks nicht beeinträchtigen. $v'_z = 10$ mm/m $\epsilon = 6$ mm/m	3 u. 4 Stockw. $v'_z = 5$ mm/m $\rho_z = 12$ km $\epsilon = 3,5$ mm/m	$v'_z = 16$ mm/m $\rho_z = 1$ km $\epsilon = 10$ mm/m
IV	Schwere Schäden Offene Risse $\Delta s = 12 - 20$ cm $\epsilon = 2 - 3$ mm/m	Bauwerke müs- sen genügend Widerstand leisten $v'_z = 15$ mm/m $\epsilon = 9$ mm/m	2 Stockwerke $v'_z = 8$ mm/m $\rho_z = 5,5$ km $\epsilon = 6$ mm/m	—
V	Sehr schwere Schäden teilweiser Neu- bau erforderl. Δs über 20 cm $\epsilon > 3$ mm/m	—	1 Stockwerk $v'_z = 10$ mm/m $\rho_z = 3$ km $\epsilon = 7,5$ mm/m	—
VI	—	—	1 Stockwerk $v'_z = 25$ mm/m $\rho_z = 1$ km $\epsilon = 14$ mm/m	—

Tabel 4.1 Schadecriteria uit [Kratzsch 1974]. Eerste kolom is zijn de criteria uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coal Board

De strengste horizontale rekmaat gegeven door [Kratsch 1974] is dus $0,5 \cdot 10^{-3}$, een getal dat [Polshin & Tokar 1957] hanteerden als aanname voor de rek waarbij haarscheurtjes in metselwerk optreden. Deze waarde komt uit de eerste kolom in tabel 4.1 en is afkomstig uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coal Board [NCB 1975]. Uit hetzelfde handboek komt onderstaande figuur 4.3 die voor verschillende schadeklassen de toegestane horizontale rek geeft als functie van de gebouwlengte. Hier is te zien dat voor 60 m gebouwlengte de toegestane rek $0,5 \cdot 10^{-3}$ is voor de 'Very Slight' schadecategorie, een categorie die beschreven wordt met minder dan zichtbare haarscheurtjes. Het hanteren van figuur 4.3 zou betekenen dat voor gebouwen langer dan 60 m mogelijk rekening gehouden dient te worden met een kleiner horizontaal rekriterium. Echter, dergelijke lange constructies hebben meestal dilatatievoegen en bestaan dus weer effectief uit een reeks kleinere constructies. Daarnaast werd door [Polshin & Tokar 1957] bepaald dat de toegestane doorbuigingsverhouding groter mag zijn voor grotere gebouwlengtes gebaseerd op een constant rekriterium van $0,5 \cdot 10^{-3}$. Op grond van het bovenstaande mag worden verwacht dat het in de praktijk volstaat om een rekriterium van $0,5 \cdot 10^{-3}$ te hanteren voor alle gebouwen.

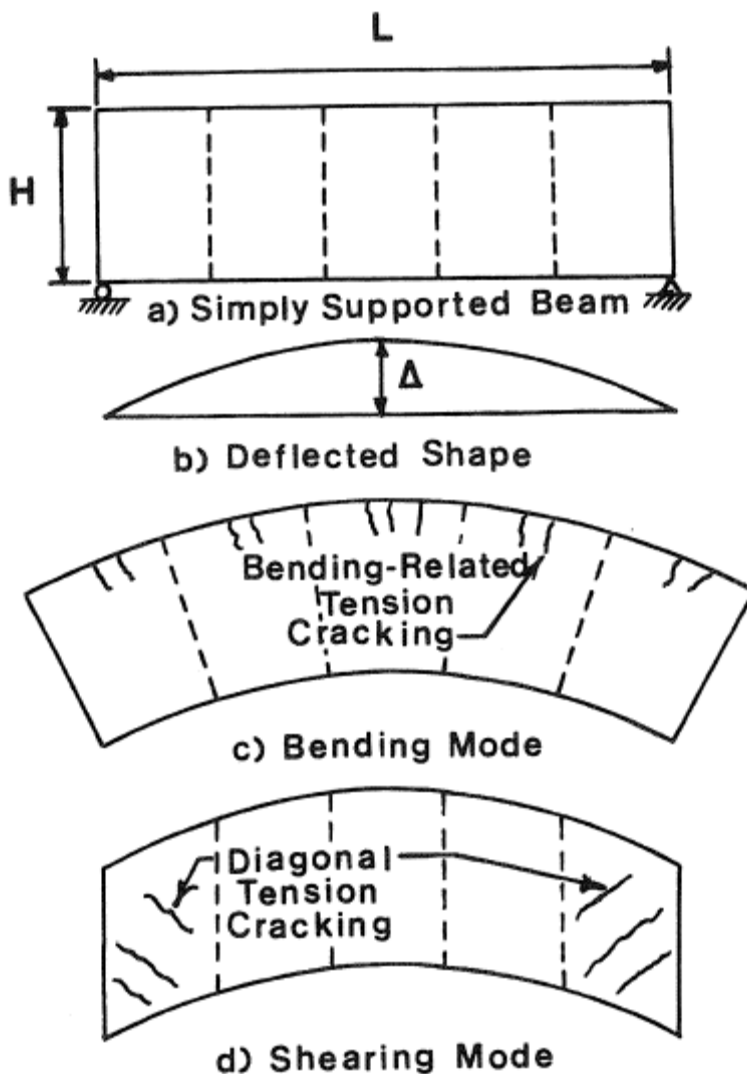


Figuur 4.3 Relatie tussen toegestane horizontale rek voor verschillende schadeklassen en de gebouwlengte uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coalboard [NCB 1975]. Bij ongeveer 60 m gebouwlengte wordt de rek van $0.5E-3$ teruggevonden

In de tot nu toe beschreven literatuur zijn steeds de criteria voor horizontale rek en relatieve rotatie los van elkaar beschouwd, hoewel [Polshin & Tokar 1957] en [Burland & Wroth 1974] al de basis hiervoor legden door de interne horizontale rek in een gebouw uit te drukken in de doorbuigingsverhouding.

[Boscardin & Cording 1989] koppelen de relatieve rotatie en de externe horizontale rek aan een schadecriterium. Hierbij maken ze gebruik van een model waarin het gebouw opgevat wordt als een Timoshenko-ligger. Dit is weergegeven in figuur 4.4.

Aangegeven zijn mogelijke vormen van scheurvorming door buiging en afschuiving. Uitgaande van dit liggermodel met een puntlast in het midden, drukken [Boscardin & Cording 1989] de doorbuigingsverhouding Δ/L uit in een gegeven maximum rek in buigmode of afschuifmode. Deze maximum rek wordt later uitgedrukt in de externe horizontale rek en het criterium voor de maximum toelaatbare horizontale rek voor een bepaalde schadeklasse. De doorbuigingsverhouding Δ/L wordt omgerekend naar een relatieve rotatie β met een formule. Deze formule levert voor de meest gangbare typen gebouwen waarden tussen $\beta = 2\Delta/L$ en $\beta = 2.3\Delta/L$. Zoals eerder gezegd ligt de waarde van de relatieve rotatie voor een uniform verdeelde last hoger en geldt $\beta \approx 4\Delta/L$. Maar [Boscardin & Cording 1989] maken gebruik van een puntlast op een ligger en derhalve komen ze op de bovengenoemde relatieve rotaties.



Figuur 4.4 Gebouw opgevat als een Timoshenko-ligger. Aangegeven zijn twee mogelijke vormen van scheurvorming door buiging en afschuiving uit [Boscardin & Cording 1989]

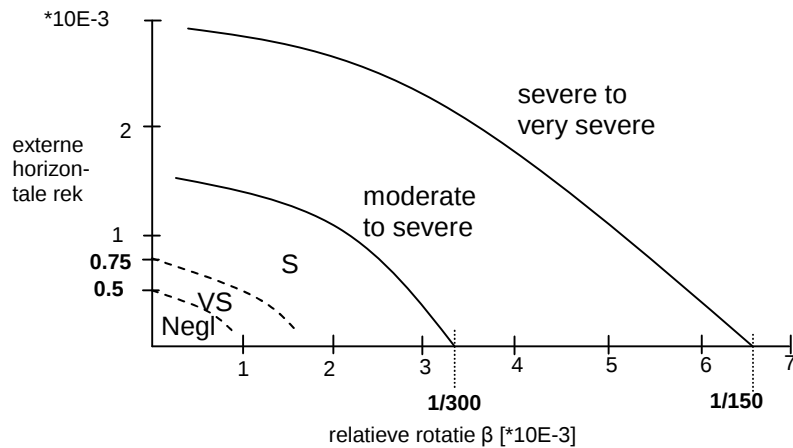
Het werk van [Boscardin & Cording 1989] maakt gebruik van alle in dit rapport beschreven literatuur. Ze verwijzen naar [Polshin & Tokar 1957] en [Burland & Wroth 1974] voor de criteria voor de horizontale rek. Als de relatieve rotatie β nul is, is de breukrek volgens [Burland & Wroth 1974] tussen de $0,5 \cdot 10^{-3}$ en $0,75 \cdot 10^{-3}$. De waarde $0,5 \cdot 10^{-3}$ werd ook al gebruikt door [Polshin & Tokar 1957] voor het criterium van het optreden van haarscheurtjes in metselwerk. Buiten [Boscardin & Cording 1989] om komt de waarde terug in [Kratsch 1974] en [NCB 1975] als strengste criterium voor de horizontale rek. De waarde $0,5 \cdot 10^{-3}$ worden door [Boscardin & Cording 1989] gebruikt om de klasse 'verwaarloosbare schade' te scheiden van de klasse 'zeer lichte schade' en de waarde $0,75 \cdot 10^{-3}$ wordt gebruikt om de klasse van 'zeer lichte schade' te scheiden van 'lichte schade'. Verder maken ze gebruik van de criteria voor de relatieve rotatie $\beta = 1/300$ en $\beta = 1/150$ voor de situatie dat de externe horizontale rek nul is om verder onderscheid te maken naar de klassen 'matige tot ernstige schade' en 'ernstige tot zeer ernstige schade'. Deze waarden zijn genoemd door [Skempton & MacDonald 1956] en [Bjerrum 1957]. Daarmee maken [Boscardin & Cording 1989] dus zo'n beetje gebruik van alles dat door hun voorgangers geschreven is. Hun uitgangspunten zijn samengevat in tabel 4.2.

schadeklasselijnen	externe horizontale rek (bij $\beta = 0$)	relatieve rotatie β (bij horizontale rek = nul)
lijn tussen verwaarloosbare en zeer lichte schade	$0.5 \cdot 10^{-3}$	-
lijn tussen zeer lichte en lichte schade	$0.75 \cdot 10^{-3}$	-
lijn tussen lichte en matige tot ernstige schade	-	1/300
lijn tussen matig tot ernstige en ernstig tot zeer ernstige schade	-	1/150
Een - betekent dat er geen uitgangspunt is. In geval een - staat bij horizontale rek bij $\beta = 0$, volgt deze uit de formules de gegeven β bij hor. rek = 0. In geval van een - bij de β (hor. rek = 0) volgt deze waarde uit formules uitgaande van de hor. rek bij $\beta = 0$. De koppeling vormt het liggermodel.		

Tabel 4.2 Door [Boscardin & Cording 1989] gebruikte uitgangspunten

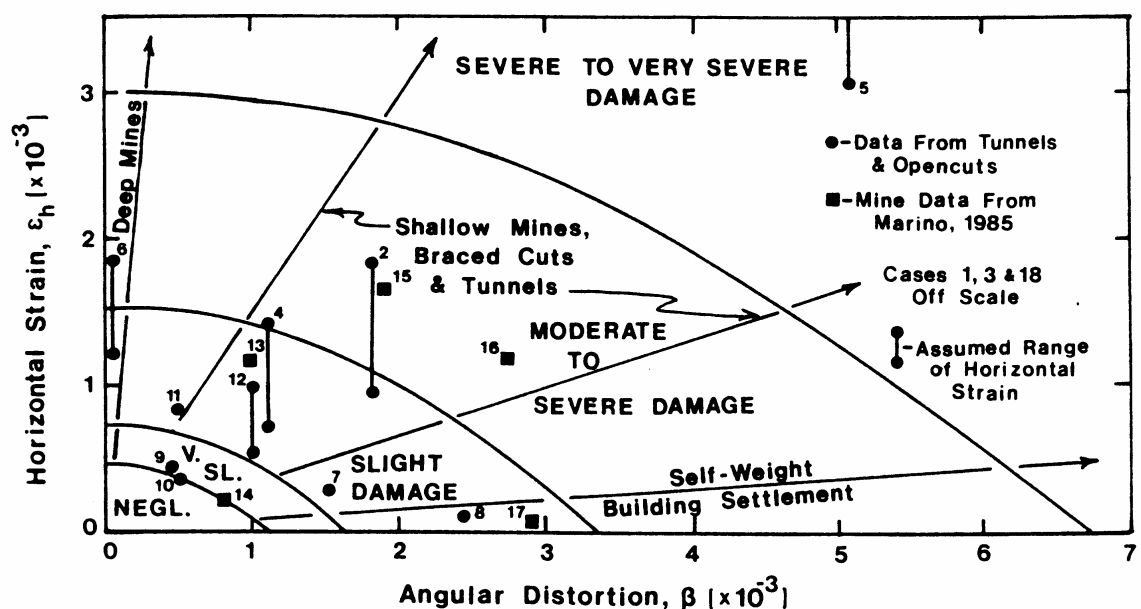
[Boscardin & Cording 1989] laten zien dat de schuifrekken (mode d. in figuur 4.4) maatgevend zijn voor hoogte-lengte verhoudingen $H/L > 1$, de meest voorkomende in het veld. Met hun afgeleide formules voor het gedrag van een ligger onder afschuiving en een puntlast, rekenen ze de grenzen tussen de verschillende schadegebieden uit, aan de hand van de basisuitgangspunten in tabel 4.2. Hoe dit gebeurt is grafisch weergegeven in figuur 4.5. Vetgedrukt staan de vier criteria aangegeven, twee voor de horizontale rek op de verticale as en twee voor de relatieve rotatie op de horizontale as.

Met de criteria voor de horizontale rekken worden de getippelde lijnen berekend die de grenzen aangeven tussen gebieden met verwaarloosbare (Negl.) schade, zeer lichte schade (VS) en lichte schade (Slight). Met de criteria voor de relatieve rotatie worden de grenzen berekend tussen lichte en matige tot ernstige schade en ernstig tot zeer ernstige schade.



Figuur 4.5 Rekentechniek van [Boscardin & Cording 1989]

In onderstaande figuur 4.6 is het uiteindelijke resultaat van [Boscardin & Cording 1989] weergegeven, met de schadegebieden.



Figuur 4.6 Relatie tussen schade en horizontale (trek) rekken en relatieve rotatie b ('angular distortion') uit [Boscardin & Cording 1989]

Merk op dat [Boscardin & Cording 1989] eerst de doorbuigingsverhouding uitrekenden en daaruit met een formule de relatieve rotatie die ongeveer uitkomt tussen $\beta = 2\Delta/L$ en $\beta = 2.3\Delta/L$. Zoals eerder gezegd zit hier een basisaannahme in, namelijk die van een puntlast op een ligger. Indien een uniforme last gebruikt zou zijn zou de doorbuigingsverhouding Δ/L uitgaande van de horizontale rekcriteria anders worden en ook de daaruit berekende relatieve rotatie die in de orde ligt van $\beta = 4\Delta/L$. Dit betekent dat het punt met relatieve rotatie $1,0 \cdot 10^{-3}$ op de horizontale as dat berekend werd uit de horizontale rek van $0,5 \cdot 10^{-3}$ een zekere onnauwkeurigheid in zich draagt. Op het eerste gezicht lijkt dat de relatieve rotatie een factor 2 hoger te kunnen liggen omdat er een factor 4 op de doorbuigingsverhouding zit in plaats van een factor 2, maar aan de andere kant geldt dat de maximum doorbuiging Δ groter is voor een puntlast dan dezelfde last uniform verdeeld. Voor een perfecte buigligger is deze doorbuiging 1.6 keer groter voor de puntlast dan voor de uniforme last. In het geval van een buigligger zouden de resultaten dus een factor $2/1.6 = 1.25$ verschillen. Zonder het voorbeeld uit te werken voor de uniforme last kan aannemelijk gemaakt worden dat de resultaten voor de berekende figuur 4.6 niet drastisch anders zullen zijn.

Door [Polshin & Tokar 1957] is ook voor de situatie voor een horizontale breukrek van $0,5 \cdot 10^{-3}$ maar zonder externe horizontale rek de doorbuigingsverhouding uitgerekend. Theoretisch vonden ze voor ($H/L < 2$) $\Delta/L = 0,36 \cdot 10^{-3}$ en in de op metingen bijgestelde figuur werd $\Delta/L = 0,3 \cdot 10^{-3}$ bepaald, zie figuur 4.2 en vergelijking (4.1). Uitgaande van $\beta = 2\Delta/L$ kan uit de figuur 4.6 van Boscardin een waarde $\Delta/L = 1.1 \cdot 10^{-3}/2 = 0.55 \cdot 10^{-3}$ gehaald worden. Omdat de theoretische waarde van Polshin $0.55/0.36 = 1.53$ hoger ligt, doet dit vermoeden dat Polshin een liggermodel heeft gebruikt met uniforme verdeelde last in tegenstelling tot de puntlast van Boscardin. De in formule (4.2) berekende relatieve rotatie voor Polshin met $\beta = 4\Delta/L$ geeft ook een waarde die goed overeenstemt met die $1,1 \cdot 10^{-3}$ in de grafiek van Boscardin.

De waarde $1,1 \cdot 10^{-3}$ voor de relatieve rotatie die op de horizontale as het gebied van verwaarloosbare schade begrenst in figuur 4.6 van Boscardin, komt overeen met een verhouding van ongeveer 1/900. Dit is conservatiever dan het scherpste criterium van [Bjerrum 1963] van 1/800.

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 m) om geen scheuren te veroorzaken in pleister of mortel, een beeld dat overeenstemt met de eerste kolom in tabel 4.1 van [Kratzsch 1974]. Verder hanteert [Sambeek 2000] als criterium voor de relatieve rotatie 0,0081 voor trek en -0,002 voor druk. Dit beeld correspondeert ook goed met de resultaten van [Boscardin & Cording 1989] in figuur 4.6.

4.3 Samenvatting schadecriteria

Concluderend kan gezegd worden dat figuur 4.6 van [Boscardin & Cording 1989] een samenvatting is van alle in dit rapport genoemde criteria van voor die tijd. Het strengste criterium voor horizontale rek van Boscardin is hetzelfde of scherper dan alle andere die in de eerder genoemde literatuur gevonden zijn. Het strengste criterium voor relatieve rotatie van Boscardin is ook scherper dan de literatuurwaarden van voor die tijd, met uitzondering van de tweede kolom uit [Kratzsch 1974] waar een kromtestraal van 20km de grens is. Zoals gezegd is dit criterium niet consistent met het daar gestelde criterium voor de horizontale rek en is er zeer waarschijnlijk sprake van een tyfout in [Kratzsch 1974].

De figuur 4.6 van [Boscardin & Cording 1989] heeft zo zijn beperkingen zoals aangegeven door [Burland et al. 2004]. Ze is namelijk berekend uitgaande van de veronderstelling dat schuifvervorming in de ligger altijd erger is dan de buigvervorming, hetgeen niet altijd het geval is. Verder hebben ze slechts voor bolle vervorming gerekend.

Ook is figuur 4.6 gebaseerd op een hoogte lengte verhouding van het gebouw, $H/L = 1$ en een rekstijfheid, schuifstijfheidsverhouding van $E/G = 2,6$ (homogene ligger met dwarscontractie 0,3). Toch heeft Polshin aangetoond dat voor grotere gebouwlengten, $2 < L/H < 8$, de toegestane doorbuigingsverhouding hoger komt te liggen. Dit geeft aan dat Boscardin voor $L/H \geq 1$ conservatief is.

Omdat voor veel gebouwafmetingen figuur 4.6 conservatief is en omdat de grootste holle kromming in de Usseleres op de locatie van de rijksweg is en ter plaatse van de geplande industrie de bolle kromming maatgevend is, zal hier voor de toetsing op schade aan gebouwen gebruik worden gemaakt van figuur 4.6 van [Boscardin & Cording 1989].

5 Toetsing van de voorspellingen fases 1 en 3 aan de criteria voor schade aan gebouwen

In hoofdstuk 3 zijn drie typen vervorming besproken die op kunnen treden in gebouwen. Bovendien zijn door [RESPEC 2006] berekende maximum bodemvervormingen in de Usseleres na 100 jaar besproken. In hoofdstuk 4 zijn criteria gegeven voor schade aan gebouwen. In dit hoofdstuk worden de criteria vergeleken met de berekende maximum vervormingen in de grond.

Hier wordt opgemerkt dat door de grotere stijfheid van gebouwen de werkelijke vervormingen in gebouwen altijd kleiner zijn dan de voor de bodem berekende waarden. Wel zullen de hier berekende waarden vergeleken worden met de besproken schadecriteria. De benadering is derhalve conservatief.

Samenvattend zijn in tabel 5.1 de maximum vervormingen in de Usseleres na 100 jaar weergegeven, zoals berekend door [RESPEC 2006] voor de fases 1 en 3.

vervorming	maximum waarde
kromming (hol)	0,00044/km
kromtestraal (hol)	2273 km
kromming (bol)	-0,00022/km
kromtestraal (bol)	4545 km
helling (scheefstand)	0,082 mm/m
hor. rek (trek)	0,026 mm/m
hor. rek (druk)	0,060 mm/m

Tabel 5.1 Maximum vervormingen uit de door RESPEC berekende voorspelling (Usseleres fases 1 en 3)

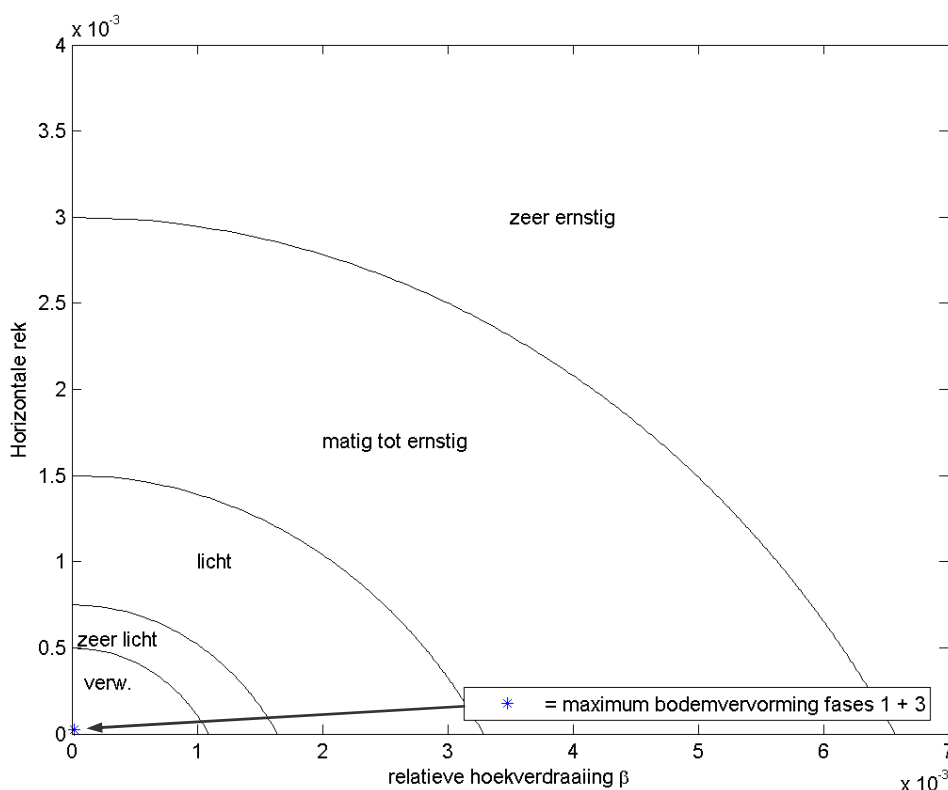
Met de in hoofdstuk 3 besproken methode kan uitgaande van een zekere gebouwlengte L de maximum relatieve rotatie b bepaald worden volgens $b = \frac{1}{2}\kappa L$ of $b = L/2R$. Om deze te berekenen gaan we uit van de maximum kromming (minimum kromtestraal), ongeacht of deze hol of bol is. Dus een kromtestraal $R = 2273$ km. Omdat de grootte van de toekomstige industriële panden in de Usseleres niet vastligt, wordt hier uitgegaan van verscheidene gebouwlengtes $L = 20, 50, 100$ m. De maximum relatieve rotatie voor fases 1+3 na 100 jaar voor deze gebouwlengtes is weergegeven in tabel 5.2. Dus het langste gebouw geeft de grootste relatieve rotatie.

gebouwlengte [m]	maximum relatieve rotatie β
20	$4,40 \cdot 10^{-6}$
50	$1,10 \cdot 10^{-5}$
100	$2,20 \cdot 10^{-5}$

Tabel 5.2 Maximum relatieve rotatie inde Usseleres bij verschillende gebouwlengtes

De berekende maximum relatieve rotatie voor 100 m gebouwlengte van $2,2 \cdot 10^{-5}$ is met de maximaal optredende horizontale trekrek van $0,26 \cdot 10^{-4}$, uitgezet in de schadegrafiek van [Boscardin & Cording 1989] in figuur 5.1.

Voor de hier beschouwde bodemdalingssom in de Usseleres ten gevolge van de Akzo zoutwinning voor fases 1 en 3 na 100 jaar, liggen de berekende maximale horizontale rek en maximum relatieve rotatie dus ruimschoots in het gebied van geen of verwaarloosbare schade. Hierbij werd uitgegaan van de plek met maximum kromming en horizontale rek, op andere locaties in de Usseleres zijn de vervormingen nog kleiner. Zoals gezegd is de werkelijk optredende rek van een gebouw veelal kleiner dan de hier berekende rek voor de bodem in de bodemdalingssom, een en ander als gevolg van de grotere stijfheid van het gebouw. Daarnaast is hier uitgegaan van een gebouwlengte van 100 m. Dergelijke lange gebouwen hebben meestal dilatatievoegen en kunnen een grotere relatieve rotatie hebben dan de hier gegeven criteria. De verwachting is daarom dat er geen of nagenoeg geen schade zal optreden als direct gevolg van de bodemdaling door zoutwinning.



Figuur 5.1 Weergave van de voorspelde bodemvervormingen na 100 jaar voor de fase 1 en 3 in de schadegrafiek van [Boscardin & Cording 1989]

6 Effect van de bodemvervorming door zoutwinning op bijzondere gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding

Naast de besproken invloed van de bodemvervorming op de bestaande gebouwen en de mogelijk te ontwikkelen industrie in de Usseleres, wordt in dit hoofdstuk het effect van de bodemvervorming op infrastructuur en de waterhuishouding besproken. Te denken valt aan riolering, (spoor)wegen, drinkwatervoorziening, landbouw. Daarnaast wordt kort gekeken naar bijzondere industrie, waar niet gekeken wordt naar structurele schade zoals in de voorgaande hoofdstukken, maar waar andere aspecten een rol spelen. Op deze zaken wordt in onderstaande paragrafen ingegaan.

6.1 Bijzondere industrie

In de voorgaande hoofdstukken is gekeken naar de eisen aan de maximum toelaatbare bodemvervorming zodat geen structurele schade aan gebouwen optreedt. In sommige gevallen kan het zijn dat een bepaalde industrie mogelijk strengere eisen stelt aan bodemvervormingen. Het gaat dan niet om de schade aan gebouwen zelf maar om productieprocessen goed te kunnen doen verlopen. Men kan hierbij denken aan zaken als:

- gevoelige industrie zoals microchips, ruimtevaart, float glas ovens, tandwielfabrikage (in micrometer nauwkeurigheid);
- zendmasten of radiotelescopen, waarbij een geringe scheefstand mogelijk al de werking negatief beïnvloed.

Indien dit soort industrie zich in de Usseleres wil vestigen dient men de voorspelde bodemvervorming door zoutwinning samen met de optredende autonome bodemdaling door andere (natuurlijke of niet-natuurlijke) invloeden in kaart te brengen en te toetsen aan de criteria die deze industrie met zich meebrengt.

6.2 Riolering

Bij een riolering zijn in het algemeen de volgende criteria van belang in verband met zettingen:

- het afschot;
- de relatieve rotatie.

Onder afschot wordt verstaan: de helling van het riool. Hierbij geldt dat die een bepaalde minimale waarde moet bezitten om een goede afvoer van vuil en vloeistof mogelijk te maken. Anderzijds kan een te groot afschot ertoe leiden dat het water te snel wegstroomt zodat niet alle vuil wordt meegenomen.

Een veel gebruikte eis voor het afschot van een niet onderheid riool is 1:200 à 1:500 dat wil zeggen 5 mm/m à 2 mm/m. Voor een onderheid riool zijn de eisen 1:750 à 1:1000 (dus 1,33 à 1 mm/m).

In dit geval is de maximum scheefstand in de bodem ten gevolge van de zoutwinning 1:12200, zie hoofdstuk 3 en bijlage 1.2. Dit is factoren kleiner dan het afschot van het riool en daarom zal de zoutwinning daarom de werking van rioleringen niet nadelig beïnvloeden.

Voor een riolering onder vrij verval is niet alleen de restzetting, maar ook het restzettingsverschil over een rioolbuis van belang. Dit restzettingsverschil leidt namelijk tot een hoekverdraaiing. Tussen twee rioolbuizen wordt maximaal een hoekverdraaiing van circa 1° à $1,5^\circ$ toegestaan.

Voor een rioolbuislengte van 2,4 m betekent dit een maximale hoekverdraaiing van twee keer $0,70^\circ$, welke ongeveer gelijk is aan de maximaal toelaatbare hoekverdraaiing (relatieve rotatie).

De voorspelde relatieve rotatie voor de fases 1 en 3 volgend uit de [RESPEC 2006] berekeningen is vele factoren kleiner dan dit criterium. De zoutwinning zal daarom geen effect hebben op rioleringen.

6.2.1 Persleidingen

Voor een persleidingsysteem worden geen eisen aan de restzettingen gesteld. Dit type rioleringsysteem wordt ook bij voorkeur naast de weg gelegd, waardoor onderhoud en of het vergroten van de capaciteit tijdens de gebruiksfase eenvoudig blijft.

6.3 (Spoor)wegen

Rijksweg 35 ligt in het diepste deel van de bodemdalingskom, maar aangezien de voorspelde daling daar slechts 40 mm is in 100 jaar voor fases 1 en 3, zijn deze getallen verwaarloosbaar ten opzichte van de tijd dat het wegdek vernieuwd wordt. Voor spoorwegen geldt hetzelfde.

6.4 Waterhuishouding

Om te bepalen of de bodemdaling door zoutwinning in de fases 1 en 3 een effect heeft op de waterhuishouding is gekeken naar de topgrafische atlas van Oost-Nederland. Daar is te zien dat de hoogteligging van het maaiveld in de Usseleres varieert en dat het centrum ongeveer 5 m hoger ligt dan de rand. Dit geeft ongeveer een verloop van 5 m hoogteverschil over 500 m afstand dus een helling van ongeveer 1:100. Zoals eerder gezien is de maximum helling ten gevolge van zoutwinning in fases 1 en 3 in de Usseleres 1:12200. Dit is factoren flauwer, daarom zal de zoutwinning de oppervlaktewaterstromen niet beïnvloedbaar wijzigen.

6.5 Referentiepunten landmeting

Indien er in de Usseleres referentiepunten voor geodetische landmeting/hoogtemeting aanwezig zijn, dient men rekening te houden met mogelijke daling over tijd van deze punten tengevolge van de bodemdaling door zoutwinning. Een correctie zou uitgevoerd kunnen worden op de metingen of er zouden nieuwe referentiepunten buiten het Akzo bodemdalingsgebied gekozen kunnen worden.

7 Conclusies

Voor de geplande fases 1 en 3 uitbreiding van de zoutwinning van Akzo Nobel Base Chemicals op de locatie Usseleres is het effect van de bodemdaling na 100 jaar op gebouwen en infrastructuur bepaald.

De vervormingen in de bodem na 100 jaar voor fases 1 en 3 zijn berekend door [RESPEC 2006]. Uit deze berekeningen zijn de maatgevende scheefstand, relatieve rotatie (kromming) en horizontale rekken bepaald. Deze maatgevende waarden zijn vervolgens vergeleken met schadecriteria, zoals deze in de literatuur zijn beschreven. Wanneer de berekende vervormingen worden vergeleken met de schadecriteria blijkt dat de vervormingen van de bovengrond als direct gevolg van de zoutwinning veel lager zijn dan de waarden voor de schadecriteria.

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 kan onder zijn eigen belasting reeds de nodige vervorming hebben opgelopen of te lijden hebben gehad onder grondwaterwisselingen, natuurlijke klink, graafwerkzaamheden, verbouwingen, ouderdom, enzovoorts. Echter omdat de voorspelde vervormingen dermate klein zijn is de extra bijdrage aan de vervorming door de zoutwinning ook erg klein en in welke toestand een gebouw zich ook bevindt, die toestand zal nauwelijks wijzigen door toedoen van de zoutwinning.

Hoewel structurele schade aan gebouwen niet verwacht wordt dient men rekening te houden met het feit dat sommige precisie-industrie mogelijk extra scherpe criteria heeft wat betreft scheefstand en kromming om het productieproces niet te verstoren. Indien dit soort industrie zich in de Usseleres wil vestigen dient men de voorspelde bodemvervorming door zoutwinning samen met de optredende autonome bodemdaling door andere (natuurlijke of niet-natuurlijke) invloeden in kaart te brengen en te toetsen aan de criteria die deze industrie met zich meebrengt

Voor de infrastructuur en waterhuishouding is het effect van de zoutwinning verwaarloosbaar. De rijksweg 35 ligt weliswaar in het diepste punt van de kom voor fases 1 en 3, maar de zakking is zo gering en verloopt zo langzaam dat deze verwaarloosbaar is ten opzichte van de tijd dat het wegdek vernieuwd wordt. Voor spoorwegen geldt hetzelfde.

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.

8 Referenties

[Bell 1987]

Bell, F.G. 1987: "Ground Engineers Reference Book",
Chapter 15 Subsidence

[Bjerrum 1963]

Bjerrum, L., 1963: "Allowable settlement of structures"
Vol. 2 of Proceedings from the European Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering
Wiesbaden 1963

[Burland & Wroth 1974]

Burland, M.D., Wroth, C.P. "Settlement of buildings and associated damage."
Proc. Conf. on Settlement of Structures, Pentech Press, Londen, England, pp. 611-654

[Boscardin & Cording 1989]

Boscardin, M.D., Edward J. Cording 1989: "Building response to excavation-induced
settlement"
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 1, Januari 1989

[Burland et al. 2004]

Burland, J.B., Mair, R.J., Standing, J.R., 2004
"Ground performance and building response due to tunneling"
Proc. Skempton Conf. Adv. Geotech. Eng., London, Mar. 2004, Vol. I, pp.

[Kratzsch 1974]

Kratzsch, H., 1974: "Bergschadenkunde"
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

[RESPEC 2006]

"Usseleres Phase I and Phase III Subsidence Modeling Results"
RESPEC report, RSI(RCO)-1477/6-06-20, June 2006

[Sambeek 2000]

Sambeek, L. van, 2000: "An introduction to subsidence over salt and potash mining facilities"
Solution Mining Research Institute Fall 2000 meeting
San Antonio, Texas, USA, 15-18 October 2000

[Skempton & MacDonald 1956]

Skempton, A.W., D.H. MacDonald 1956: "The allowable settlements of buildings"
Proc. Institute of Civil Engineering, 5, 3, 1956, pag. 727-768

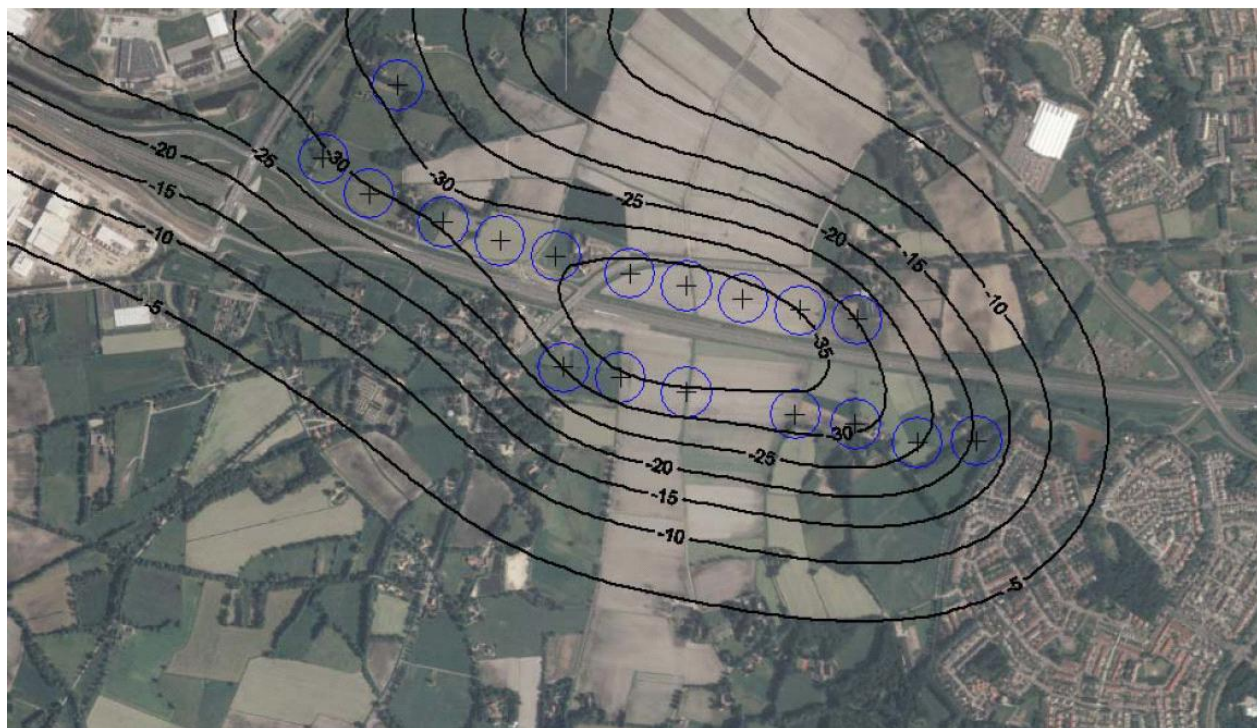
[Polshin & Tokar 1957]

Polshin, D.E., R.A. Tokar 1957: "Maximum allowable non-uniform settlement of structures"

Proc. 4th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering
London, 1, 1957, pag. 402-406

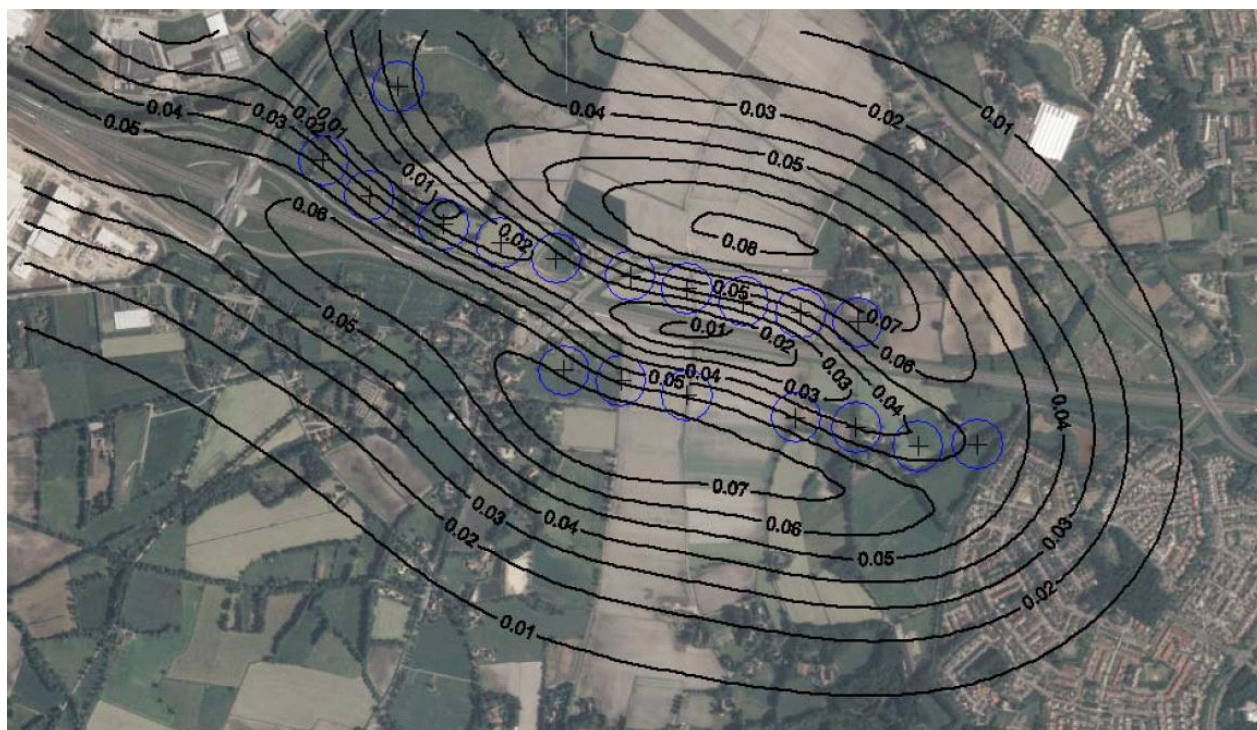
Bijlage 1 Resultaten RESPEC berekening fases 1 en 3 na 100 jaar

1.1. Bodemdaling Usseleres voor fases 1 en 3 na 100 jaar



1.2. Helling in de Usseleres voor fases 1+3 na 100 jaar in mm/m

Maximum helling is 0,082 mm/m



1.3. Kromming in de Usseleres voor fases 1 en 3 na 100 jaar in 1/km

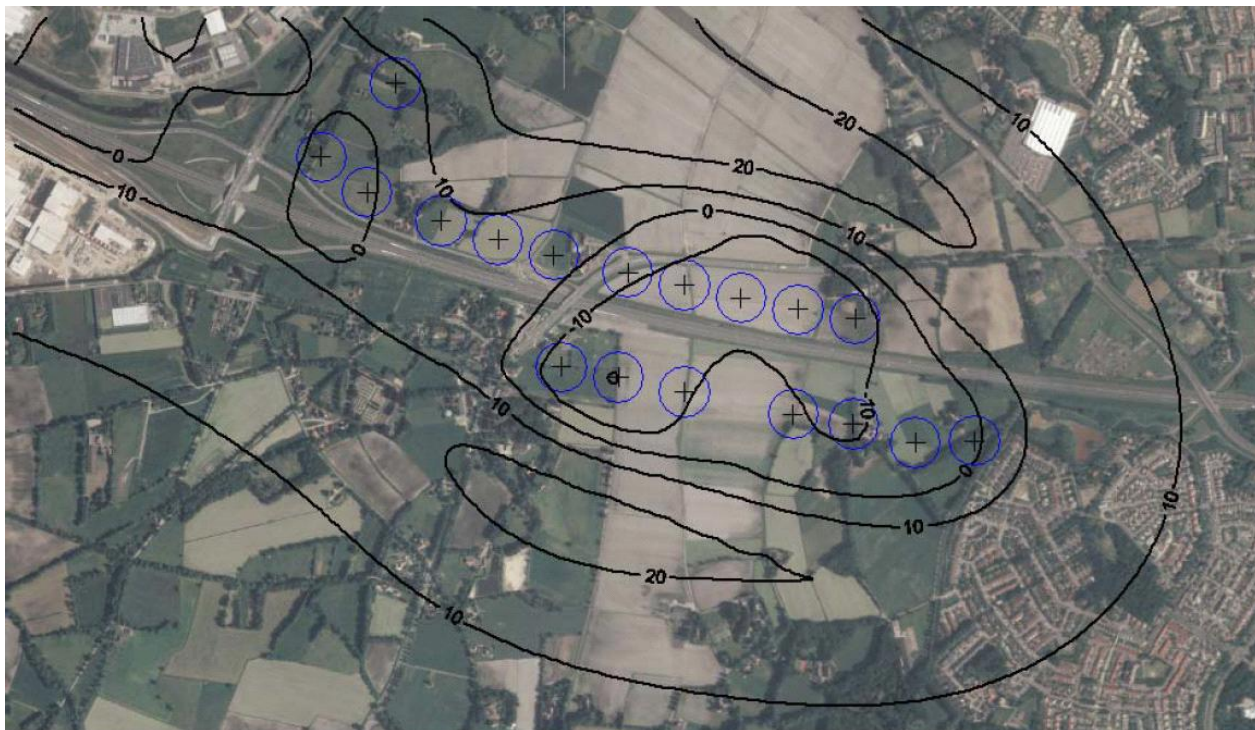
Maximum kromming is 0,00044 1/km (hol)

Minimum kromming is -0,00022 1/km (bol)



1.4. Trekrek in de Usseleres voor fases 1 en 3 na 100 jaar in microstrain (0,001 mm/m)

Maximum trekrek 26 microstrain=0,026 mm/m



1.5. Drukrek in de Usseleres voor fases 1 en 3 na 100 jaar in microstrain (0,001 mm/m)

Grootste drukrek 60 microstrain = 0,060 mm/m



Effecten van bodemvervorming door zoutwinning van Akzo Nobel Base Chemicals BV

Winningvergunningen Twenthe-Rijn en Twenthe- Rijn uitbreiding fase 1, 2 generiek en 3

Ons kenmerk
424860-0005

Versie
02 Definitief

Datum
augustus 2006

Opgesteld in opdracht van
Akzo Nobel Base Chemicals BV
Postbus 25
7550 GC HENGelo OV

Rapportnummer
424860-0005 v02

Datum
augustus 2006

Versie
02 Definitief

Aantal pagina's
38

Titel / subtitel

Effecten van bodemvervorming door
zoutwinning van Akzo Nobel Base Chemicals
BV / Winningvergunningen Twenthe-Rijn en
Twenthe-Rijn uitbreiding fase 1, 2 generiek en
3

Projectleider(s)
ir. J.P. Pruiksma

Projectbegeleider(s)
ir. H.J. Luger

Overige leden projectteam
ir. J.L. Bijnagte

Opgesteld in opdracht van
Akzo Nobel Base Chemicals BV
Postbus 25
7550 GC HENGEL O V

Verspreiding
Akzo Nobel Base Chemicals BV 10x
GeoDelft 2x

Samenvatting rapport

Akzo Nobel Base Chemicals (Akzo) plant een uitbreiding van haar zoutwinning op de locatie Usseleres. Deze uitbreiding is ingedeeld in drie fases. Fase 1 bestaat uit 11 cavernes ten noorden van de rijksweg 35 en fase 3 bestaat uit 7 cavernes ten zuiden van rijksweg 35. Fase 2 ligt nog niet definitief vast, maar een generieke invulling bestaat uit 17 cavernes ten noorden van de rijksweg 35 en de fase 1 locatie. De zoutwinning resulteert in een bodemdaling op de locatie Usseleres. In dit rapport is de invloed van deze bodemvervorming op gebouwen bepaald. Tevens is de invloed van de bodemvervorming op de waterhuishouding en infrastructuur bepaald.

De berekeningen van de firma RESPEC voor fases 1, 2 generiek en 3 zijn als uitgangspunt genomen. Deze leveren de bodemvervorming door de Akzo zoutwinning op de locatie Usseleres na 100 jaar.

Een kort overzicht van in de literatuur beschikbare criteria voor schade aan gebouwen als functie van de gebouwvervormingen is gegeven. De meest maatgevende criteria zijn gebruikt om het effect van de voorspelde bodemvervorming van de fases 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar ten gevolge van de zoutwinning op gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding te beoordelen.

Geconcludeerd is dat er geen schade aan gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding te verwachten is ten gevolge van de zoutwinning in de fases 1, 2 generiek en 3.

Versie	Datum	Opgesteld door	Paraaf	Gecontroleerd door	Paraaf
01	juli 2006	ir. J.P. Pruiksma		ir. H.J. Luger	
02	augustus 2006	ir. J.P. Pruiksma		ir. H.J. Luger	

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
2	Achtergrond van de bodemdaling door zoutwinning	3
3	Typen vervorming van gebouwen en de berekende grondvervorming door RESPEC	5
3.1	Typen vervorming in de grond en in gebouwen	5
3.1.1	Helling en scheefstand	6
3.1.2	Kromming, kromtestraal en relatieve rotatie	6
3.1.3	Horizontale rek	8
4	Criteria voor schade aan gebouwen	11
4.1	Schadecriteria uit oudere literatuur, zonder externe horizontale rek	11
4.2	Schadecriteria uit nieuwere literatuur, met externe horizontale rek	14
4.3	Samenvatting schadecriteria	19
5	Toetsing van de voorspellingen fases 1, 2 generiek en 3 aan de criteria voor schade aan gebouwen	21
6	Effect van de bodemvervorming door zoutwinning op bijzondere gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding	23
6.1	Bijzondere industrie	23
6.2	Riolering	23
6.2.1	Persleidingen	24
6.3	(Spoor)wegen	24
6.4	Waterhuishouding	24
6.5	Referentiepunten landmeting	24
7	Conclusies	25
8	Referenties	27

Bijlage(n)

Bijlage 1	Resultaten RESPEC berekening fases 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar
-----------	---

Tabellen

Tabel 4.1	Schadecriteria uit [Kratzsch 1974]. Eerste kolom zijn de criteria uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coal Board	14
Tabel 4.2	Door [Boscardin & Cording 1989] gebruikte uitgangspunten	17
Tabel 5.1	Maximum vervormingen uit de door RESPEC berekende voorspelling (Usseleres fases 1, 2 generiek en 3)	21
Tabel 5.2	Maximum relatieve rotatie in de Usseleres voor fases 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar bij verschillende gebouwlengtes	21

Figuren

Figuur 3.1	Schets van scheefstand α , kromming (relatieve rotatie β) en horizontale rek van een gebouw. De horizontale rek is apart weergegeven ter illustratie, maar in de praktijk treden de verschijnselen scheefstand, kromming en horizontale rek tegelijk op	5
Figuur 3.2	Definitie van relatieve rotatie b en scheefstand w volgens [NEN 6740]	7

Figuur 3.3	Weergave van de relatieve rotatie b	7
Figuur 4.1	Schadecriteria voor relatieve rotatie b van [Bjerrum 1963]	12
Figuur 4.2	Reproductie van de figuur van [Polshin & Tokar 1957]: doorbuigingsverhouding (lengte tussen twee dilatatievoegen gedeeld door de maximum verschilzakking tussen de twee voegen) versus gebouwafmeting voor 10 stenen gebouwen	13
Figuur 4.3	Relatie tussen toegestane horizontale rek voor verschillende schadeklassen en de gebouwlengte uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coalboard [NCB 1975]. Bij ongeveer 60 m gebouwlengte wordt de rek van 0.5E-3 teruggevonden	15
Figuur 4.4	Gebouw opgevat als een Timoshenko-ligger. Aangegeven zijn twee mogelijke vormen van scheurvorming door buiging en afschuiving uit [Boscardin & Cording 1989]	16
Figuur 4.5	Rekentechniek van [Boscardin & Cording 1989]	18
Figuur 4.6	Relatie tussen schade en horizontale (trek) rekken en relatieve rotatie b (' <i>angular distortion</i> ') uit [Boscardin en Cording 1989]	18
Figuur 5.1	Weergave van de voorspelde bodemvervormingen na 100 jaar voor de fase 1, 2 generiek en 3 in de schadegrafiek van [Boscardin & Cording 1989]	22

1 Inleiding

Akzo Nobel Base Chemicals (Akzo) plant een uitbreiding van haar zoutwinning op de locatie Usseleres. Deze uitbreiding is ingedeeld in drie fases. Fase 1 bestaat uit 11 cavernes ten noorden van de rijksweg 35 en fase 3 bestaat uit 7 cavernes ten zuiden van rijksweg 35. Fase 2 is nog niet definitief vastgelegd, maar een generieke invulling (hierna '2 generiek' genoemd) bestaat uit 17 cavernes ten noorden van de rijksweg 35 hoofdzakelijk ten noorden van de fase 1 cavernes. Een overzicht van de locatie van de cavernes is gegeven in [RESPEC 2006b]. In de figuren van bijlage 1 in dit rapport zijn de locaties van fases 1, 2 generiek en 3 ook weergegeven.

De zoutwinning resulteert in een bodemdaling op de locatie Usseleres. In een eerder rapport [GeoDelft 2006] is beschreven welke invloed de bodemvervorming ten gevolge van de fases 1 + 3 heeft op gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding. In dit rapport wordt voor het totaal van fases 1, 2 generiek en 3 samen beschreven welke invloed de bodemvervorming heeft op gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding. Voor de volledigheid zijn de definities voor vervorming in gebouwen, het literatuuroverzicht van schadecriteria voor gebouwen en de daaruit volgende maatgevende waarden gegeven in [GeoDelft 2006] in zijn geheel overgenomen in dit rapport. Hierdoor is dit rapport op zichzelf staand.

De firma RESPEC heeft de bodemdaling voor de geplande 35 cavernes voor fases 1, 2 generiek en 3 berekend na 100 jaar, op de locatie Usseleres [RESPEC 2006b]. In de prognoses zijn ook effecten van het bestaande boorterrein in rekening gebracht. Dit rapport heeft dezelfde opzet als [RESPEC 2006a] dat als uitgangspunt diende voor de fase 1 + 3 prognose [GeoDelft 2006].

De berekeningen van RESPEC zijn niet expliciet beoordeeld door GeoDelft. Bij globale beoordeling zijn er geen zichtbare inconsistenties waargenomen in de door RESPEC beschreven aanpak [RESPEC 2006a,b] en in de resultaten. In dit rapport wordt ervan uitgegaan dat de door RESPEC voorspelde zakkingen realistisch zijn. Zij vormen de basis voor de bepaling van de effecten op gebouwen, infrastructuur en de waterhuishouding.

In hoofdstuk 2 van dit rapport wordt enige achtergrondinformatie gegeven over de oorzaak van de bodemvervorming door zoutwinning. In hoofdstuk 3 worden de effecten van deze bodemvervorming door de winning van fases 1, 2 generiek en 3 op gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding bepaald op basis van in de literatuur gevonden schadecriteria. Hoofdstuk 4 sluit af met conclusies.

2 **Achtergrond van de bodemdaling door zoutwinning**

De zoutwinning van Akzo geschiedt met behulp van de oplosmethode, waarbij een boring gemaakt wordt tot op een diepte van ongeveer 450 m waar zich de zoutlaag bevindt. Er wordt water ingepompt dat het zout oplost, en deze oplossing (pekkel) wordt dan omhoog gepompt, waarna door verdamping zout geproduceerd wordt. Door het continu inpompen van schoon water, wordt voortdurend zout opgelost en ontstaat er een met pekkel gevulde holte (caverne). Zolang er water wordt ingepompt en zout oplost wordt de holte groter.

Wanneer de holte een bepaalde omvang heeft bereikt en besloten wordt om te stoppen met het winnen van zout op die locatie, wordt er geen water meer ingepompt en wordt het zout niet meer opgelost. Dientengevolge wordt de met pekkel gevulde holte niet meer groter.

Omdat de soortelijke massa van de pekkel (de water+zout oplossing) lager is dan die van de omringende gesteenteformatie (het zoutgesteente), is de hydrostatische druk in de holte (pekeldruk) lager dan de druk in het zoutgesteente eromheen. Door dit drukverschil gaat het zout kruipen. Dit krimpproces verloopt geleidelijk en langzaam en over de jaren wordt de holte langzaam steeds kleiner. Door dit kruipen van het zout, wordt de zoutlaag in de buurt van de holte dunner, want het zout kruipt als het ware vanuit de zoutlaag de holte in. Dit langzaam dunner worden van de zoutlaag veroorzaakt een bodemdaling met het diepste punt ongeveer op de plaats van de boring. In geval van meerdere boringen zoals gepland op de locatie Usseleres, is de bodemdaling een optelling van de convergenties (verkleiningen) van meerdere holtes op verschillende locaties.

De door Akzo geplande holtes in fases 1, 2 en 3 bevinden zich op een diepte tussen de 433 m en 470 m. De cavernes hebben een hoogte van ongeveer 37 m, een diameter van ongeveer 120 m en een volume van ongeveer 375.000 m³. Door [RESPEC 2006b] werd bepaald dat de holtes ongeveer 0,008 % per jaar (betrokken op het geometrisch volume) kleiner worden. Een verkleining van 10% van een caverneholte vergt een periode van ongeveer 1250 jaar.

3 Typen vervorming van gebouwen en de berekende grondvervorming door RESPEC

In dit hoofdstuk worden typen vervormingen in gebouwen besproken die kunnen optreden als een gevolg van bodemvervorming door zoutwinning. Na de definities van de soorten vervormingen zullen de maximum vervormingen die volgen uit de [RESPEC 2006b] berekeningen voor fases 1, 2 generiek en 3 van de Akzo zoutwinning in de Usseleres gegeven worden. Deze vervormingen zullen later gebruikt worden voor de beoordeling op schade aan gebouwen.

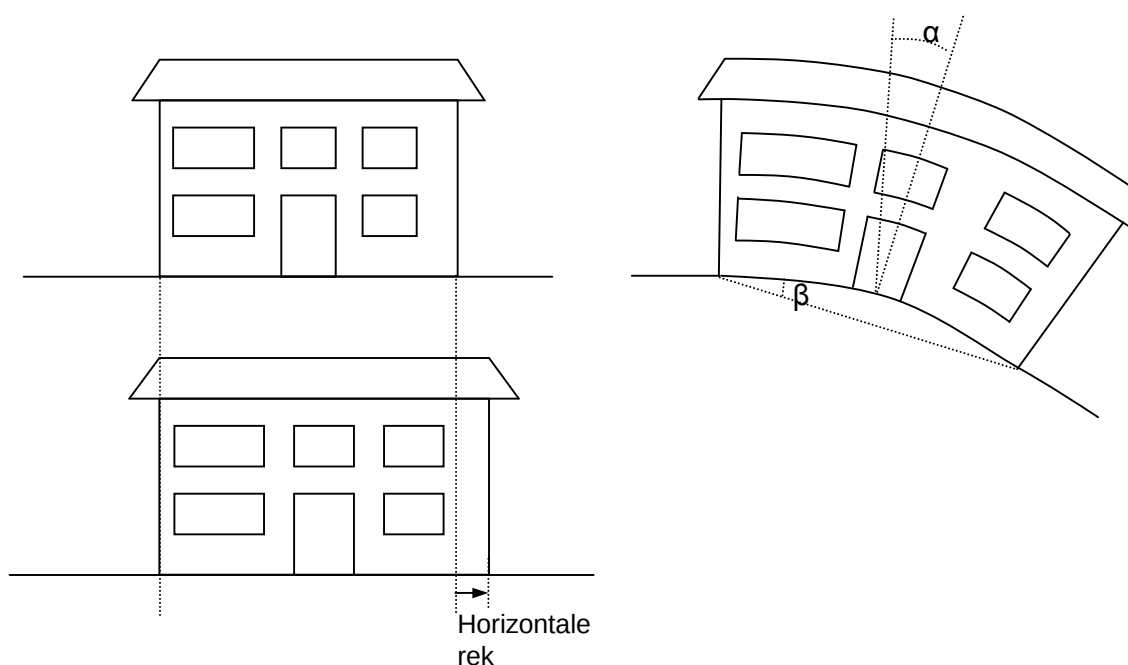
Aangenomen wordt dat deze vervorming in de bodem direct overgedragen wordt aan het gebouw. In het algemeen zal de vervorming van een gebouw kleiner zijn door de stijfheid en sterkte van het gebouw, in het bijzonder bij nieuwbouw.

3.1 Typen vervorming in de grond en in gebouwen

De bodemdaling veroorzaakt door zoutwinning is niet overal hetzelfde. De daling is groter direct boven de holtes waar de zoutwinning plaatsvindt en neemt af naarmate de afstand tot de winplaats toeneemt. De resultaten van [RESPEC 2006b] laten dit beeld ook zien.

De in de bodem ontstane vervorming ten gevolge van deze geleidelijke variatie in bodemdaling kan worden onderverdeeld in (zie figuur 3.1):

- helling;
- kromming, relatieve rotatie;
- rek (trek/stuik).



Figuur 3.1 Schets van scheefstand α , kromming (relatieve rotatie β) en horizontale rek van een gebouw. De horizontale rek is apart weergegeven ter illustratie, maar in de praktijk treden de verschijnselen scheefstand, kromming en horizontale rek tegelijk op

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.

3.1.1 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 door [RESPEC 2006b] berekende helling voor fases 1, 2 generiek en 3 bedraagt maximaal 0,090 mm/m, ofwel 1 cm hoogteverschil over 111 m afstand, waarmee het effect op een gebouw kan worden bepaald. Voor de volledigheid zijn de [RESPEC 2006b] resultaten voor de helling ook opgenomen in dit rapport in bijlage 1.2.

3.1.2 Kromming, kromtestraal en relatieve rotatie

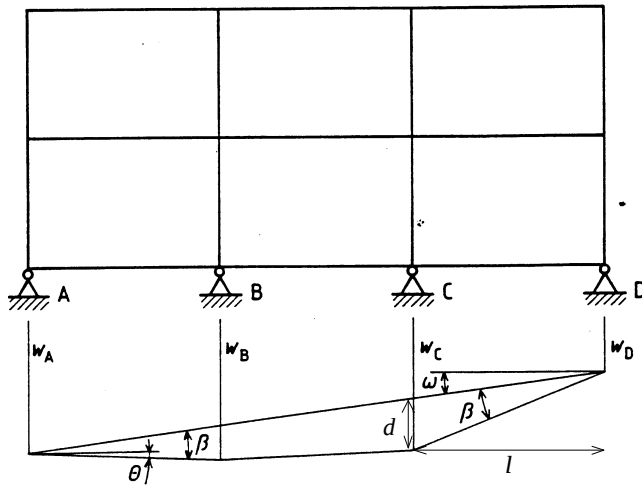
Bij kromming kantelt het oppervlak onder een constructie niet gelijkmatig, maar varieert de scheefstand over de lengte van het gebouw. Kromming kan zowel bol als hol zijn. De kromming van de bodem zal voor een deel worden doorgegeven aan het gebouw. De mate waarin is afhankelijk van de stijfheid van het gebouw. Gemetselde schuren van oude boerderijen zullen bijvoorbeeld makkelijker meebewegen met de grond dan de muren van 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, door de zogenaamde afgeleide van deze helling te nemen. De door [RESPEC 2006b] berekende kromming in de Usseleres voor fases 1, 2 generiek en 3 (hier opgenomen als bijlage 1.3) bedraagt maximaal (hol) 0,00028/km en minimaal (bol) -0,00024/km.

De kromming wordt hier aangeduid met het symbool k . Een met de kromming samenhangende grootheid is de kromtestraal R (dit is de inverse van de kromming, namelijk $R = 1/k$). De kleinste kromtestraal is maatgevend voor schade en sommige criteria uit de literatuur maken gebruik van de kromtestraal R in plaats van de kromming k . De uit de door [RESPEC 2006b] bepaalde maximum en minimum kromming berekende maatgevende kromtestralen zijn 3571 km voor holle kromming en 4167 km voor bolle kromming.

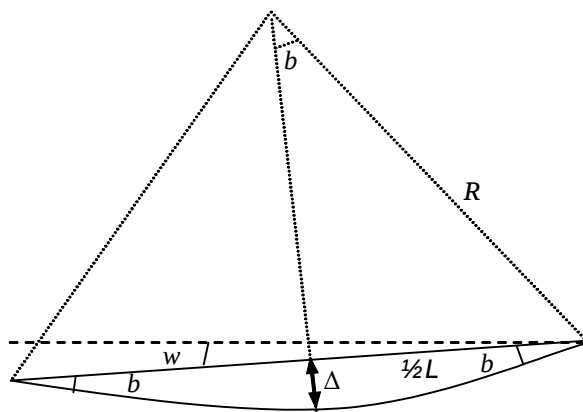
Met betrekking tot schade aan constructies wordt vaak over de relatieve rotatie b gesproken (in de Engelstalige literatuur wordt voor b de term *angular distortion* gehanteerd). Dit is eveneens een grootheid die samenhangt met de kromming. In figuur 3.2 is de definitie van relatieve rotatie gegeven volgens [NEN 6740]. Het gaat hier om een gebouw met verscheidene funderingssegmenten. De verschilzakking tussen begin en einde van het gebouw bepaalt de scheefstand w . De relatieve rotatie b is de hoek die een funderingssegment maakt ten opzichte van de scheefstand w .

Figuur 3.2 laat zien dat wanneer een funderingssegment een lengte l heeft en een verschilzakking d (ten opzichte van de scheefstand), de relatieve rotatie geschreven kan worden als $b = d/l$. Deze definitie wordt veelvuldig gebruikt om de opgetreden relatieve rotatie in gebouwen te bepalen (zie [Bjerrum 1963], [Skempton 1956] en [Bell 1987]).



Figuur 3.2 Definitie van relatieve rotatie b en scheefstand w volgens [NEN 6740]

De berekeningen in dit rapport hebben betrekking op de bodem en niet op gebouwen. Er zijn in dat geval 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 meevervormt met de bodem, kan voor zo'n geleidelijke kromming ook een definitie gegeven worden van relatieve rotatie, zie figuur 3.3:



Figuur 3.3 Weergave van de relatieve rotatie b

De definitie is feitelijk dezelfde als voor een gebouw met funderingssegmenten, namelijk dat de relatieve rotatie de hoek is ten opzichte van de schuinstand w . De maximale waarde van deze hoek is maatgevend voor schade en is de b zoals weergegeven in figuur 3.3. De lengte van de constructie is L en de kromtestraal van de kromming R .

Uit de figuur is af te lezen dat geldt:

$$\sin b = \frac{\frac{1}{2}L}{R} \quad (3.1)$$

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

Zoals eerder vermeld is hier de kromming in de bodem berekend en niet die in het gebouw. De kromming in het gebouw en dus ook de relatieve rotatie b zal altijd kleiner zijn vanwege de grotere stijfheid van de fundering.

Sommige schadecriteria zijn uitgedrukt in de buigingsverhouding Δ/L . De relatieve buiging is grafisch weergegeven in figuur 3.3. Voor het geval van zuivere kromming met een constante kromtestraal R kan afgeleid worden dat $\Delta = L^2/8R$. Uitgedrukt in de termen van relatieve rotatie wordt dit dan:

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{1}{4}b \quad (3.2)$$

[Burland et al. 2004] leiden een formule af voor een Timoshenko-ligger onder een puntlast en uniform verdeelde last. Voor typische gebouwafmetingen ligt de doorbuigingsverhouding tussen:

$$\frac{b}{2.0} < \frac{\Delta}{L} < \frac{b}{4.0} \quad (3.3)$$

De verhouding $\Delta/L = b/2$ komt voor in het geval van een puntlast en iets grotere H/L of E/G verhoudingen, terwijl de verhouding $\Delta/L = b/4$ voorkomt bij een uniforme last. Deze laatste komt dus in de limiet overeen met de uitdrukking voor de zuivere kromming. Dit alles betekent dat het niet zo eenvoudig is te zeggen wat de relatie tussen de relatieve rotatie en de doorbuigingsverhouding is. Toch er kan gesteld worden dat deze tot op een factor 2 nauwkeurig is. De omrekening tussen deze twee grootheden geeft enige onzekerheid in het maken van een vergelijking tussen de diverse schadecriteria in de literatuur.

3.1.3 Horizontale rek

Behalve hellen en buigen rekt het grondoppervlak in de richting van het diepste gedeelte van de bodemdalingskom, loodrecht op de dalingscontouren. Op grotere afstand van het diepste gedeelte van de kom wordt de grond uiteengerekt en dicht bij het centrum van de kom wordt het maaiveld ineengedrukt en treedt stuik op. In de [RESPEC 2006b] figuur met de voorspelde trekrek (extensional strain) na 100 jaar in de Usseleres (hier opgenomen als bijlage 1.4), is te zien dat ter plaatse van centrum van het caverneveld de trekrek negatief is, dus dat er druk optreedt. Op grotere afstand van centrum ontstaat trekrek, die op een gegeven moment maximaal wordt. Op nog grotere afstand wordt de trekrek weer kleiner en gaat naar nul. In de figuur voor drukrek in bijlage 1.5 (compressive strain) is te zien dat de drukrek maximaal is bij de cavernes (de zuid-oostelijke) en afneemt met de afstand.

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, dat betekent plaatselijk te rekken, dan steen kapot te drukken. Over een groot gedeelte ten noorden van de rijksweg 35 vanaf de fase 1 cavernes tot aan de meeste fase 2 generiek cavernes is geen trekrek maar stuik. Trek treedt op hoofdzakelijk buiten het geplande caverneveld van fases 1, 2 generiek en 3 samen, met uitzondering van het westelijk gedeelte. Een lange muur die in de richting van het diepste punt van de dalingskom staat (radiaal) ongeveer 200 m buiten het caverneveld van alle fases, wordt op maximale trek belast [RESPEC 2006b]. Daarbuiten neemt de trekrek weer af tot nul.

[RESPEC 2006b] heeft de horizontale rek ten gevolge van de Akzo zoutwinning in fases 1, 2 generiek en 3 berekend na 100 jaar. De maximale trekrek die volgt uit de berekeningen is 0,028 mm/m en de maximale stuikrek is 0,045 mm/m, zie ook bijlagen 1.4 en 1.5.

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.

4 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 evenmin 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 [Skempton & MacDonald 1956], [Bjerrum 1963], [NCB 1975], [Bell 1987], [Boscardin & Cording 1989], [Sambeek 2000] en [Burland et al. 2004]. 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 b (grootte gerelateerd aan kromming, zie hoofdstuk 2) van $1/300$ mag hebben. Het gaat daarbij om de totale toelaatbare waarde. Omdat de huidige relatieve rotatie van een gebouw ten gevolge van de gebouwbelasting (belastingsverschillen) zelf, inhomogeniteiten in de bodem, grondwateronttrekking of ontgravingen en dergelijke, niet bekend is, kan de extra toelaatbare vervorming die door mijnbouw mag optreden niet gespecificeerd worden. Dit is ook het geval voor alle in de literatuur beschreven richtlijnen. Wel kan de vervorming veroorzaakt door het mijnproces zelf getoetst worden aan de criteria om te zien welke bijdrage deze levert aan mogelijke schade aan gebouwen.

Hierna zal een beknopt overzicht gegeven worden van literatuur over dit onderwerp met de richtlijnen die daaruit volgen. Er zijn twee globale lijnen zichtbaar, en wel dat de oudere publicaties voornamelijk kijken naar de relatieve rotatie b of de buigingsverhouding Δ/L , terwijl latere publicaties ook de (externe) horizontale rek meenemen. [Boscardin & Cording 1989] concluderen dat deze oudere publicaties voornamelijk keken naar de vervorming van gebouwen onder hun eigen belasting en de daaruit resulterende schade, en niet zozeer naar externe invloeden zoals mijnbouw, tunneling, ontgravingen en grondwateronttrekking. Indien geen sprake is van dergelijke invloeden kan volgens [Boscardin & Cording 1989] gesteld worden dat de externe horizontale rek nul is. Maar indien wel sprake is van dergelijke invloeden is de externe horizontale rek niet noodzakelijk gelijk aan nul en dient een combinatie gemaakt te worden om een schadecriterium te krijgen voor gevallen waarin zowel doorbuiging als horizontale rek optreedt. Dit is het werk van [Boscardin & Cording 1989] en later [Burland 2004].

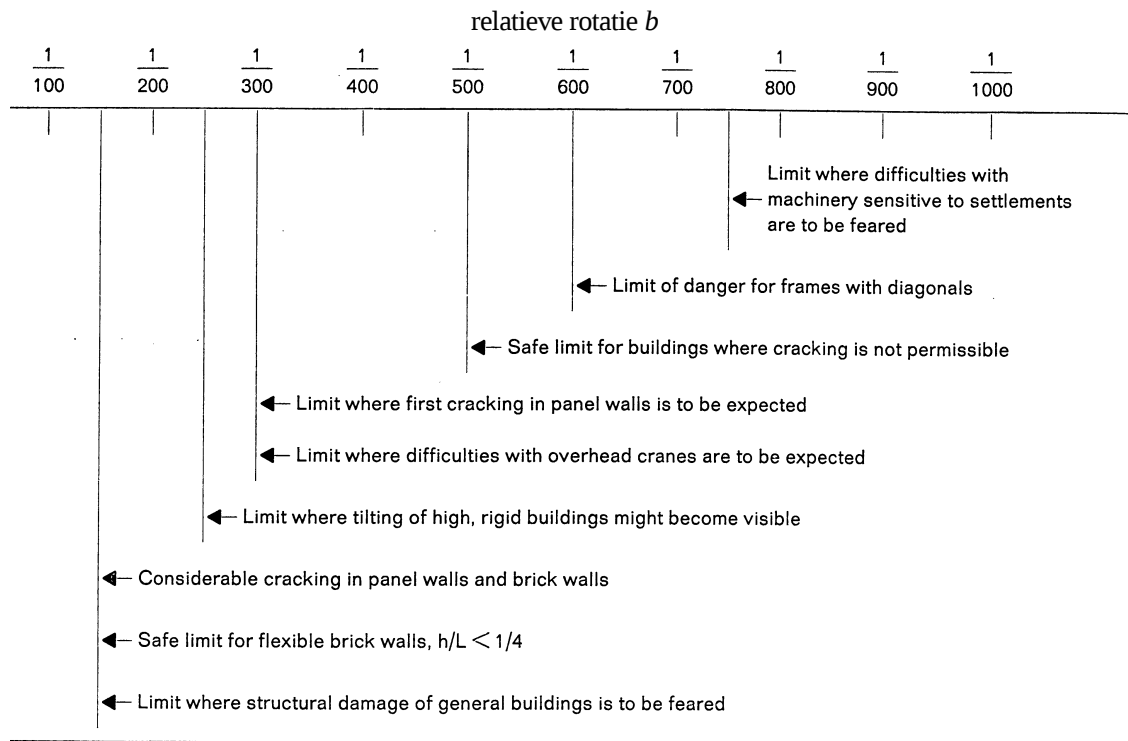
Het artikel van [Polshin & Tokar 1957] verdient in dit verhaal aparte vermelding, omdat zij, hoewel ze zich uitsluitend bezighouden met buigingsverhouding Δ/L en externe horizontale rek niet in rekening brengen, al uitgaan van een theoretische curve gebaseerd op de inwendige maximale breukrek. [Burland & Wroth 1974] gaan ook enigszins hierop in, maar dit idee zou pas verder uitgewerkt worden door [Boscardin & Cording 1989] en [Burland et al. 2004].

4.1 Schadecriteria uit oudere literatuur, zonder externe horizontale rek

Pioniers op dit gebied zijn [Skempton & MacDonald 1956]. Hun publicatie geeft de resultaten van een onderzoek op basis van gegevens van 98 gebouwen, waarvan er 58 als gevolg van zakkingen geen schade hebben ondervonden en 40 in variërende mate wel. Op grond van hun studie zijn de auteurs van mening dat een relatieve rotatie van $b = 1/300$ kan worden aanvaard als een redelijke waarde voor de grens waarboven vermoedelijk scheurvorming zal ontstaan in zowel dragende muren als in muurpanelen en metselwerkgevels van skeletbouw. Bovendien is het waarschijnlijk dat indien de relatieve rotatie $b = 1/150$ er constructieve schade zal optreden in balken of stijlen.

In een bijdrage aan de discussie gedurende de Europese Conferentie over Grondmechanica en Funderingstechniek in Wiesbaden heeft [Bjerrum 1963] de studieresultaten van [Skempton & MacDonald 1956] aangevuld met eigen ervaring en het resultaat vervolgens samengevat in figuur 4.1.

Duidelijk zichtbaar zijn de getallen van [Skempton & MacDonald 1956] namelijk $b = 1/300$ en $b = 1/150$. Verder is voor kleinere relatieve rotaties nog een opsplitsing gemaakt.



Figuur 4.1 Schadecriteria voor relatieve rotatie b van [Bjerrum 1963]

[Polshin & Tokar 1957] hebben onafhankelijk van [Skempton & MacDonald 1956] een studie gedaan gebaseerd op praktijkwaarnemingen van zakkings van meer dan 100 gebouwen in de Sovjet-Unie. Resultaten voor 10 stenen gebouwen zijn weergegeven in figuur 4.2. Merk op dat in de doorbuigingsverhouding Δ/L de afstand is tussen twee dilatatievoegen en niet noodzakelijk de gebouwlengte.

Opmerkelijk is dat [Polshin & Tokar 1957] een lijn a,b,c plotten waarvan ze zeggen dat deze theoretisch benaderd is op basis van het uitgangspunt dat metselwerk zou scheuren bij een rek van $0.5 \cdot 10^{-3}$. In de nieuwere literatuur komt dit getal terug als veelgebuikt criterium voor de horizontale rek waarbij haarscheurtjes optreden in metselwerk, de lichtste schadecategorie. De achtergrond van dit getal volgt niet direct uit het artikel. Daarnaast geeft deze a,b,c-lijn aan dat [Polshin & Tokar 1957] zich gebogen hebben over het uitdrukken van toegestane relatieve doorbuiging in de toegelaten rek in een gebouw. Dit idee is pas later verder uitgewerkt door [Boscardin & Cording 1989] en [Burland et al. 2004].

Ondanks de theoretische curve geven [Polshin & Tokar 1957] op basis van de praktijkmetingen een bijgestelde curve weergegeven door:

$$\begin{aligned} \frac{L}{H} \leq 2 \quad \frac{\Delta}{L} &= 0,0003 \\ \frac{L}{H} = 8 \quad \frac{\Delta}{L} &= 0,0010 \end{aligned} \quad (4.1)$$

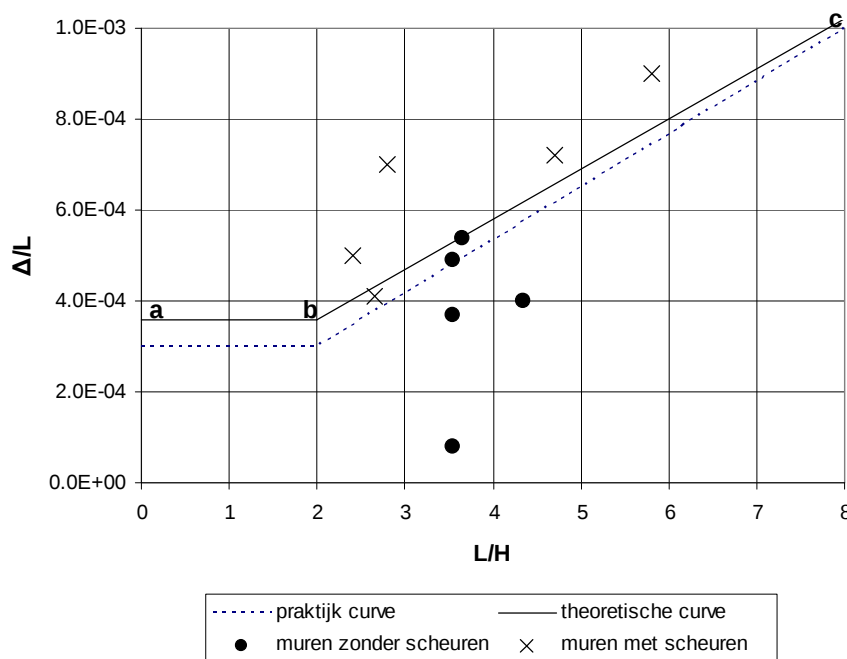
waarin:

L : is de gebouwlengte.

Deze is in de figuur gestippeld weergegeven als 'praktijkcurve'. Met formule (3.3) kunnen deze waarden uitgedrukt worden in de relatieve rotatie. Dan wordt gevonden dat:

$$\begin{aligned} \frac{L}{H} \leq 2 \quad 0,0006 \leq b \leq 0,0012 \\ \frac{L}{H} = 8 \quad 0,0020 \leq b \leq 0,0040 \end{aligned} \quad (4.2)$$

Hoewel deze waarden de nodige onzekerheid kennen, hebben ze enige functie bij het vergelijken met het werk van [Boscardin & Cording 1989] en [Burland et al. 2004].



Figuur 4.2 Reproductie van de figuur van [Polshin & Tokar 1957]: doorbuigingsverhouding (lengte tussen twee dilatatievoegen gedeeld door de maximum verschilzakking tussen de twee voegen) versus gebouwafmeting voor 10 stenen gebouwen

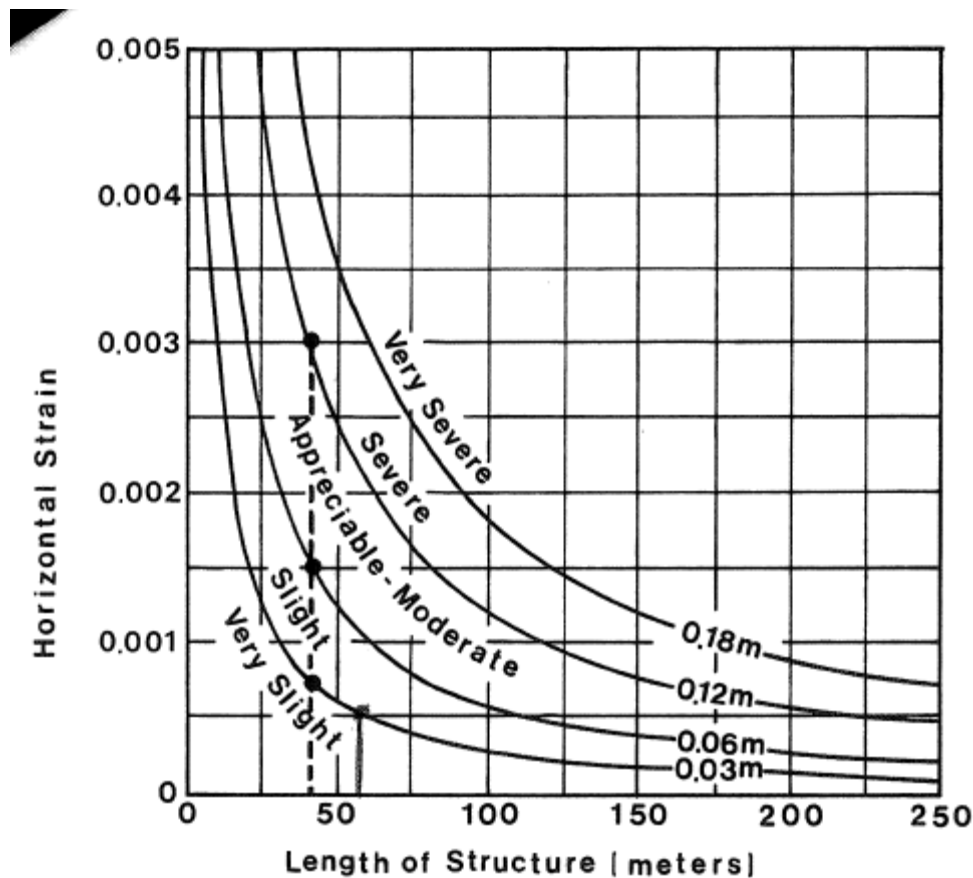
4.2 Schadecriteria uit nieuwere literatuur, met externe horizontale rek

In het boek 'Bergschadenkunde' [Kratzsch 1974], wordt ingegaan op schadecriteria gehanteerd in Engeland, Polen en de Sovjetunie, zie tabel 4.1. 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 voor een gebouw van 60 m, ofwel 0,5 ‰. De tweede kolom geeft criteria gehanteerd in Polen. Hier wordt voor klasse I voor de horizontale trekrek 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 $\Delta s = 3$ 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 $\Delta s = 3 - 6$ cm $\epsilon = 0,5 - 1$ mm/m	Schäden müs- sen reparier- bar sein $v'_z = 5$ mm/m $\epsilon = 3$ mm/m	über 5 Stockw. $v'_z = 4,5$ mm/m $\rho_z = 18$ km $\epsilon = 2,5$ mm/m	$v'_z = 11$ mm/m $\rho_z = 1,5$ km $\epsilon = 7$ mm/m
III	Kleine Außen- wandrisse, Türen klemmen $\Delta s = 6 - 12$ cm $\epsilon = 1 - 2$ mm/m	Schäden dürfen Funktion des Bauwerks nicht beeinträchtigen. $v'_z = 10$ mm/m $\epsilon = 6$ mm/m	3 u. 4 Stockw. $v'_z = 5$ mm/m $\rho_z = 12$ km $\epsilon = 3,5$ mm/m	$v'_z = 16$ mm/m $\rho_z = 1$ km $\epsilon = 10$ mm/m
IV	Schwere Schäden Offene Risse $\Delta s = 12 - 20$ cm $\epsilon = 2 - 3$ mm/m	Bauwerke müs- sen genügend Widerstand leisten $v'_z = 15$ mm/m $\epsilon = 9$ mm/m	2 Stockwerke $v'_z = 8$ mm/m $\rho_z = 5,5$ km $\epsilon = 6$ mm/m	—
V	Sehr schwere Schäden teilweiser Neu- bau erforderl. Δs über 20 cm $\epsilon > 3$ mm/m	—	1 Stockwerk $v'_z = 10$ mm/m $\rho_z = 3$ km $\epsilon = 7,5$ mm/m	—
VI	—	—	1 Stockwerk $v'_z = 25$ mm/m $\rho_z = 1$ km $\epsilon = 14$ mm/m	—

Tabel 4.1 Schadecriteria uit [Kratzsch 1974]. Eerste kolom zijn de criteria uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coal Board

De strengste horizontale rekmaat gegeven door [Kratsch 1974] is dus $0,5 \cdot 10^{-3}$, een getal dat [Polshin & Tokar 1957] hanteerden als aanname voor de rek waarbij haarscheurtjes in metselwerk optreden. Deze waarde komt uit de eerste kolom in tabel 4.1 en is afkomstig uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coal Board [NCB 1975]. Uit hetzelfde handboek komt onderstaande figuur 4.3 die voor verschillende schadeclassen de toegestane horizontale rek geeft als functie van de gebouwlengte. Hier is te zien dat voor 60 m gebouwlengte de toegestane rek $0,5 \cdot 10^{-3}$ is voor de 'Very Slight' schadecategorie, een categorie die beschreven wordt met minder dan zichtbare haarscheurtjes. Het hanteren van figuur 4.3 zou betekenen dat voor gebouwen langer dan 60 m mogelijk rekening gehouden dient te worden met een kleiner horizontaal rek criterium. Echter, dergelijke lange constructies hebben meestal dilatatievoegen en bestaan dus weer effectief uit een reeks kleinere constructies. Daarnaast werd door [Polshin & Tokar 1957] bepaald dat de toegestane doorbuigingsverhouding groter mag zijn voor grotere gebouwlengtes gebaseerd op een constant rek criterium van $0,5 \cdot 10^{-3}$. Op grond van het bovenstaande mag worden verwacht dat het in de praktijk volstaat om een rek criterium van $0,5 \cdot 10^{-3}$ te hanteren voor alle gebouwen.



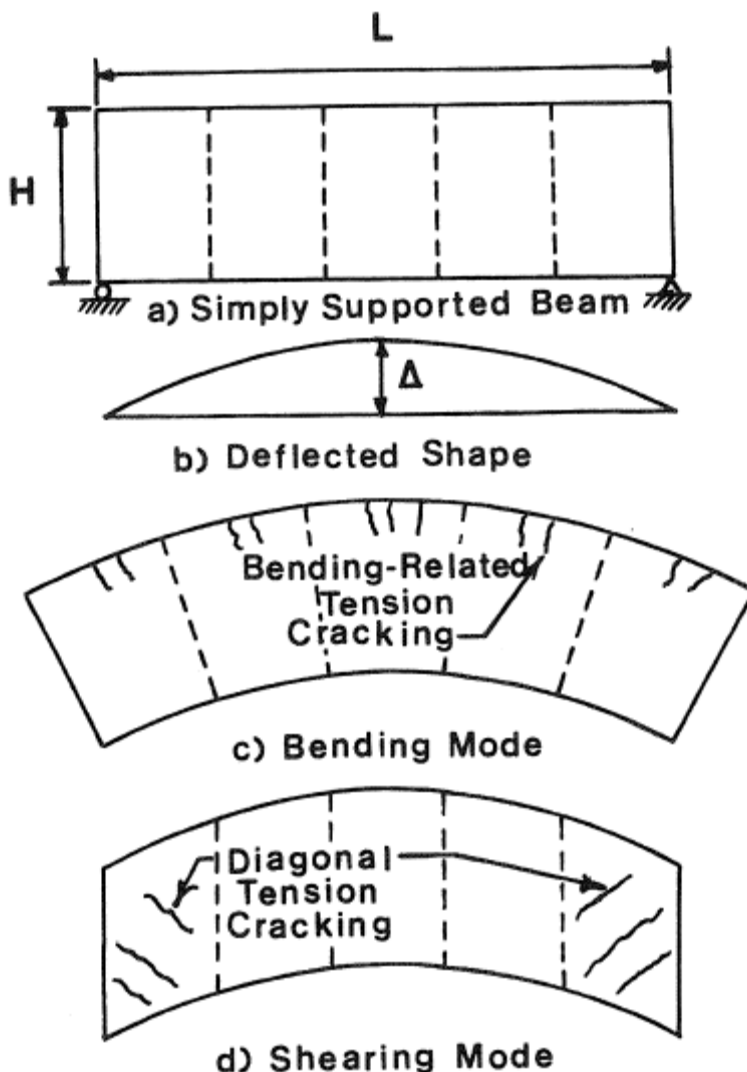
Figuur 4.3 Relatie tussen toegestane horizontale rek voor verschillende schadeclassen en de gebouwlengte uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coalboard [NCB 1975]. Bij ongeveer 60 m gebouwlengte wordt de rek van $0.5E-3$ teruggevonden

In de tot nu toe beschreven literatuur zijn steeds de criteria voor horizontale rek en relatieve rotatie los van elkaar beschouwd, hoewel [Polshin & Tokar 1957] en [Burland & Wroth 1974]

al de basis hiervoor legden door de interne horizontale rek in een gebouw uit te drukken in de doorbuigingsverhouding.

[Boscardin & Cording 1989] koppelen de relatieve rotatie en de externe horizontale rek aan een schadecriterium. Hierbij maken ze gebruik van een model waarin het gebouw opgevat wordt als een Timoshenko-ligger. Dit is weergegeven in figuur 4.4.

Aangegeven zijn mogelijke vormen van scheurvorming door buiging en afschuiving. Uitgaande van dit liggermodel met een puntlast in het midden, drukken [Boscardin & Cording 1989] de doorbuigingsverhouding Δ/L uit in een gegeven maximum rek in buigmode of afschuifmode. Deze maximum rek wordt later uitgedrukt in de externe horizontale rek en het criterium voor de maximum toelaatbare horizontale rek voor een bepaalde schadeklasse. De doorbuigingsverhouding Δ/L wordt omgerekend naar een relatieve rotatie β met een formule. Deze formule levert voor de meest gangbare typen gebouwen waarden tussen $\beta = 2\Delta/L$ en $\beta = 2.3\Delta/L$. Zoals eerder gezegd ligt de waarde van de relatieve rotatie voor een uniform verdeelde last hoger en geldt $\beta \approx 4\Delta/L$. Maar [Boscardin & Cording 1989] maken gebruik van een puntlast op een ligger en derhalve komen ze op de bovengenoemde relatieve rotaties.



Figuur 4.4 Gebouw opgevat als een Timoshenko-ligger. Aangegeven zijn twee mogelijke vormen van scheurvorming door buiging en afschuiving uit [Boscardin & Cording 1989]

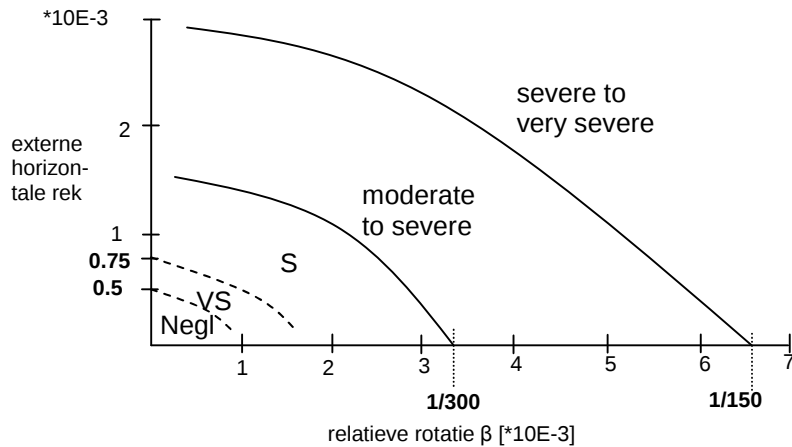
Het werk van [Boscardin & Cording 1989] maakt gebruik van alle in dit rapport beschreven literatuur. Ze verwijzen naar [Polshin & Tokar 1957] en [Burland & Wroth 1974] voor de criteria voor de horizontale rek. Als de relatieve rotatie β nul is, is de breukrek volgens [Burland & Wroth 1974] tussen de $0,5 \cdot 10^{-3}$ en $0,75 \cdot 10^{-3}$. De waarde $0,5 \cdot 10^{-3}$ werd ook al gebruikt door [Polshin & Tokar 1957] voor het criterium van het optreden van haarscheurtjes in metselwerk. Buiten [Boscardin & Cording 1989] om komt de waarde terug in [Kratsch 1974] en [NCB 1975] als strengste criterium voor de horizontale rek. De waarde $0,5 \cdot 10^{-3}$ worden door [Boscardin & Cording 1989] gebruikt om de klasse 'verwaarloosbare schade' te scheiden van de klasse 'zeer lichte schade' en de waarde $0,75 \cdot 10^{-3}$ wordt gebruikt om de klasse van 'zeer lichte schade' te scheiden van 'lichte schade'. Verder maken ze gebruik van de criteria voor de relatieve rotatie $\beta = 1/300$ en $\beta = 1/150$ voor de situatie dat de externe horizontale rek nul is om verder onderscheid te maken naar de klassen 'matige tot ernstige schade' en 'ernstige tot zeer ernstige schade'. Deze waarden zijn genoemd door [Skempton & MacDonald 1956] en [Bjerrum 1957]. Daarmee maken [Boscardin & Cording 1989] dus zo'n beetje gebruik van alles dat door hun voorgangers geschreven is. Hun uitgangspunten zijn samengevat in tabel 4.2.

schadeklasselijijn	externe horizontale rek (bij $\beta = 0$)	relatieve rotatie β (bij horizontale rek = nul)
lijn tussen verwaarloosbare en zeer lichte schade	$0.5 \cdot 10^{-3}$	-
lijn tussen zeer lichte en lichte schade	$0.75 \cdot 10^{-3}$	-
lijn tussen lichte en matige tot ernstige schade	-	1/300
lijn tussen matig tot ernstige en ernstig tot zeer ernstige schade	-	1/150
Een - betekent dat er geen uitgangspunt is. In geval een - staat bij horizontale rek bij $\beta = 0$, volgt deze uit de formules de gegeven β bij hor. rek = 0. In geval van een - bij de β (hor. rek = 0) volgt deze waarde uit formules uitgaande van de hor. rek bij $\beta = 0$. De koppeling vormt het liggermodel.		

Tabel 4.2 Door [Boscardin & Cording 1989] gebruikte uitgangspunten

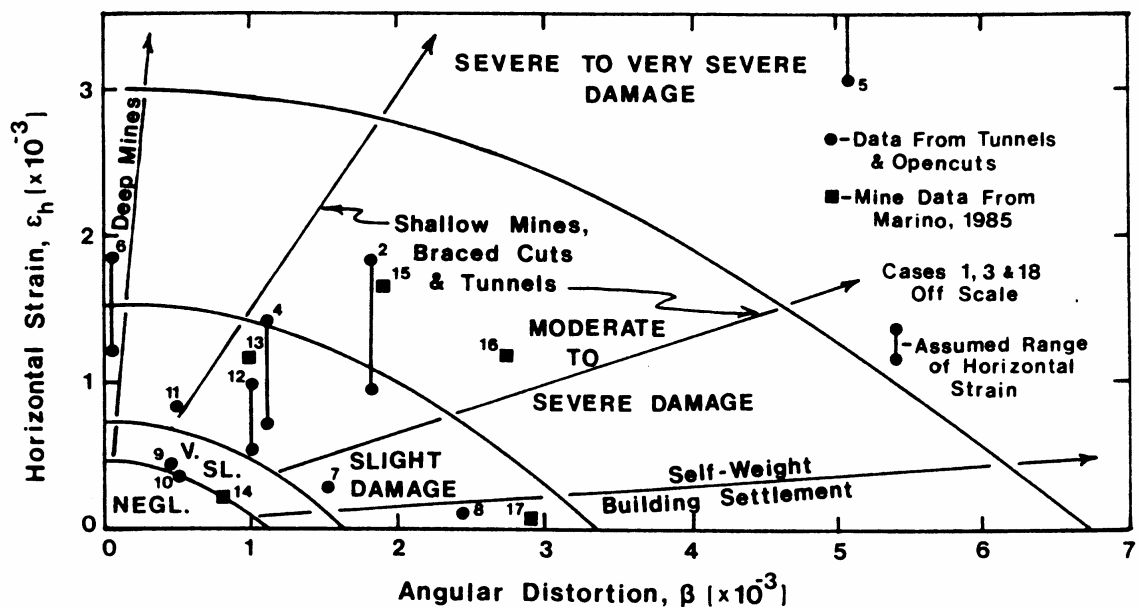
[Boscardin & Cording 1989] laten zien dat de schuifrekken (mode d. in figuur 4.4) maatgevend zijn voor hoogte-lengte verhoudingen $H/L > 1$, de meest voorkomende in het veld. Met hun afgeleide formules voor het gedrag van een ligger onder afschuiving en een puntlast, rekenen ze de grenzen tussen de verschillende schadegebieden uit, aan de hand van de basisuitgangspunten in tabel 4.2. Hoe dit gebeurt is grafisch weergegeven in figuur 4.5. Vetgedrukt staan de vier criteria aangeven, twee voor de horizontale rek op de verticale as en twee voor de relatieve rotatie op de horizontale as.

Met de criteria voor de horizontale rekken worden de getippelde lijnen berekend die de grenzen aangeven tussen gebieden met verwaarloosbare (Negl.) schade, zeer lichte schade (VS) en lichte schade (Slight). Met de criteria voor de relatieve rotatie worden de grenzen berekend tussen lichte en matige tot ernstige schade en ernstig tot zeer ernstige schade.



Figuur 4.5 Rekentechniek van [Boscardin & Cording 1989]

In onderstaande figuur 4.6 is het uiteindelijke resultaat van [Boscardin & Cording 1989] weergegeven, met de schadegebieden.



Figuur 4.6 Relatie tussen schade en horizontale (trek) rekken en relatieve rotatie β ('angular distortion') uit [Boscardin en Cording 1989]

Merk op dat [Boscardin & Cording 1989] eerst de doorbuigingsverhouding uitrekenden en daaruit met een formule de relatieve rotatie die ongeveer uitkomt tussen $\beta = 2\Delta/L$ en $\beta = 2.3\Delta/L$. Zoals eerder gezegd zit hier een basisaanname in, namelijk die van een puntlast op een ligger. Indien een uniforme last gebruikt zou zijn zou de doorbuigingsverhouding Δ/L uitgaande van de horizontale rekcriteria anders worden en ook de daaruit berekende relatieve rotatie die in de

orde ligt van $\beta = 4\Delta/L$. Dit betekent dat het punt met relatieve rotatie $1,0 \cdot 10^{-3}$ op de horizontale as dat berekend werd uit de horizontale rek van $0,5 \cdot 10^{-3}$ een zekere onnauwkeurigheid in zich draagt. Op het eerste gezicht lijkt dat de relatieve rotatie een factor 2 hoger te kunnen liggen omdat er een factor 4 op de doorbuigingsverhouding zit in plaats van een factor 2, maar aan de andere kant geldt dat de maximum doorbuiging Δ groter is voor een puntlast dan dezelfde last uniform verdeeld. Voor een perfecte buigligger is deze doorbuiging 1.6 keer groter voor de puntlast dan voor de uniforme last. In het geval van een buigligger zouden de resultaten dus een factor $2/1.6 = 1.25$ verschillen. Zonder het voorbeeld uit te werken voor de uniforme last kan aannemelijk gemaakt worden dat de resultaten voor de berekende figuur 4.6 niet drastisch anders zullen zijn.

Door [Polshin & Tokar 1957] is ook voor de situatie voor een horizontale breukrek van $0,5 \cdot 10^{-3}$ maar zonder externe horizontale rek de doorbuigingsverhouding uitgerekend. Theoretisch vonden ze voor ($H/L < 2$) $\Delta/L = 0,36 \cdot 10^{-3}$ en in de op metingen bijgestelde figuur werd $\Delta/L = 0,3 \cdot 10^{-3}$ bepaald, zie figuur 4.2 en vergelijking (4.1). Uitgaande van $\beta = 2\Delta/L$ kan uit de figuur 4.6 van Boscardin een waarde $\Delta/L = 1.1 \cdot 10^{-3}/2 = 0.55 \cdot 10^{-3}$ gehaald worden. Omdat de theoretische waarde van Polshin $0.55/0.36 = 1.53$ hoger ligt, doet dit vermoeden dat Polshin een liggermodel heeft gebruikt met uniforme verdeelde last in tegenstelling tot de puntlast van Boscardin. De in formule (4.2) berekende relatieve rotatie voor Polshin met $\beta = 4\Delta/L$ geeft ook een waarde die goed overeenstemt met die $1,1 \cdot 10^{-3}$ in de grafiek van Boscardin.

De waarde $1,1 \cdot 10^{-3}$ voor de relatieve rotatie die op de horizontale as het gebied van verwaarloosbare schade begrenst in figuur 4.6 van Boscardin, komt overeen met een verhouding van ongeveer 1/900. Dit is conservatiever dan het scherpste criterium van [Bjerrum 1963] van 1/800.

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 m) om geen scheuren te veroorzaken in pleister of mortel, een beeld dat overeenstemt met de eerste kolom in tabel 4.1 van [Kratzsch 1974]. Verder hanteert [Sambeek 2000] als criterium voor de relatieve rotatie 0,0081 voor trek en -0,002 voor druk. Dit beeld correspondeert ook goed met de resultaten van [Boscardin & Cording 1989] in figuur 4.6.

4.3 Samenvatting schadecriteria

Concluderend kan gezegd worden dat figuur 4.6 van [Boscardin & Cording 1989] een samenvatting is van alle in dit rapport genoemde criteria van voor die tijd. Het strengste criterium voor horizontale rek van Boscardin is hetzelfde of scherper dan alle andere die in de eerder genoemde literatuur gevonden zijn. Het strengste criterium voor relatieve rotatie van Boscardin is ook scherper dan de literatuurwaarden van voor die tijd, met uitzondering van de tweede kolom uit [Kratzsch 1974] waar een kromtestraal van 20km de grens is. Zoals gezegd is dit criterium niet consistent met het daar gestelde criterium voor de horizontale rek en is er zeer waarschijnlijk sprake van een tyfout in [Kratzsch 1974].

De figuur 4.6 van [Boscardin & Cording 1989] heeft zo zijn beperkingen zoals aangegeven door [Burland et al. 2004]. Ze is namelijk berekend uitgaande van de veronderstelling dat schuifvervorming in de ligger altijd erger is dan de buigvervorming, hetgeen niet altijd het geval is. Verder hebben ze slechts voor bolle vervorming gerekend.

Ook is figuur 4.6 gebaseerd op een hoogte lengte verhouding van het gebouw, $H/L = 1$ en een rekstijfheid, schuifstijfheidsverhouding van $E/G = 2,6$ (homogene ligger met dwarscontractie 0,3). Toch heeft Polshin aangetoond dat voor grotere gebouwlengten, $2 < L/H < 8$, de toegestane doorbuigingsverhouding hoger komt te liggen. Dit geeft aan dat Boscardin voor $L/H \geq 1$ conservatief is.

Omdat voor veel gebouwfmetingen figuur 4.6 conservatief is en omdat de grootste holle kromming in de Usseleres op de locatie van de rijksweg is en ter plaatse van de geplande industrie de bolle kromming maatgevend is, zal hier voor de toetsing op schade aan gebouwen gebruik worden gemaakt van figuur 4.6 van [Boscardin & Cording 1989].

5 Toetsing van de voorspellingen fases 1, 2 generiek en 3 aan de criteria voor schade aan gebouwen

In hoofdstuk 3 zijn drie typen vervorming besproken die op kunnen treden in gebouwen. Bovendien zijn door [RESPEC 2006b] berekende maximum bodemvervormingen in de Usseleres voor fases 1, 2 generiek en 3 na een periode van 100 jaar besproken. In hoofdstuk 4 zijn criteria gegeven voor schade aan gebouwen. In dit hoofdstuk worden de criteria vergeleken met de berekende maximum vervormingen in de grond.

Hier wordt opgemerkt dat door de grotere stijfheid van gebouwen de werkelijke vervormingen in gebouwen altijd kleiner zijn dan de voor de bodem berekende waarden. Wel zullen de hier berekende waarden vergeleken worden met de besproken schadecriteria. De benadering is derhalve conservatief.

Samenvattend zijn in tabel 5.1 de maximum vervormingen in de Usseleres na 100 jaar weergegeven, zoals berekend door [RESPEC 2006b] voor de fases 1, 2 generiek en 3.

vervorming	maximum waarde
kromming (hol)	0,00028/km
kromtestraal (hol)	3571 km
kromming (bol)	-0,00024/km
kromtestraal (bol)	4167 km
helling (scheefstand)	0,090 mm/m
hor. rek (trek)	0,028 mm/m
hor. rek (druk)	0,045 mm/m

Tabel 5.1 Maximum vervormingen uit de door RESPEC berekende voorspelling (Usseleres fases 1, 2 generiek en 3)

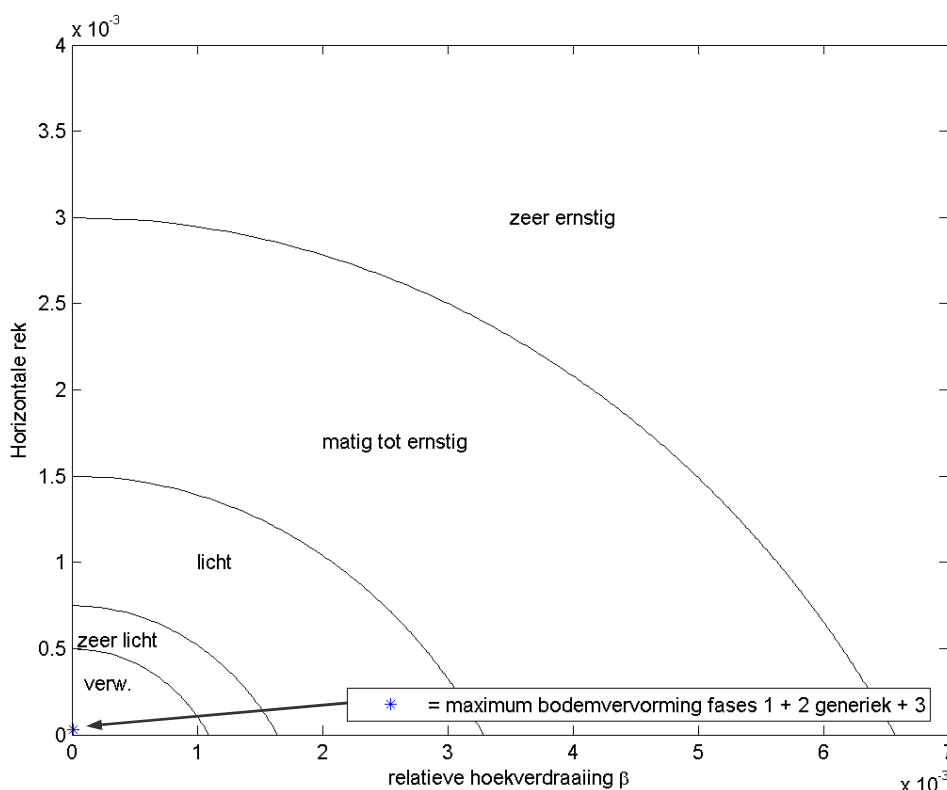
Met de in hoofdstuk 3 besproken methode kan uitgaande van een zekere gebouwlengte L de maximum relatieve rotatie b bepaald worden volgens $b = \frac{1}{2}\kappa L$ of $b = L/2R$. Om deze te berekenen gaan we uit van de maximum kromming (minimum kromtestraal), ongeacht of deze hol of bol is. Dus een kromtestraal $R = 3571$ km. Omdat de grootte van de toekomstige industriële panden in de Usseleres niet vastligt, wordt hier uitgegaan van verscheidene gebouwlengtes $L = 20, 50, 100$ m. De maximum relatieve rotatie voor fases 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar voor deze gebouwlengtes is weergegeven in tabel 5.2. Dus het langste gebouw geeft de grootste relatieve rotatie.

gebouwlengte [m]	maximum relatieve rotatie β
20	$2,80 \cdot 10^{-6}$
50	$7,00 \cdot 10^{-6}$
100	$1,40 \cdot 10^{-5}$

Tabel 5.2 Maximum relatieve rotatie in de Usseleres voor fases 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar bij verschillende gebouwlengtes

De berekende maximum relatieve rotatie voor 100 m gebouwlengte van $1,4 \cdot 10^{-5}$ is met de maximaal optredende horizontale trekrek van $0,28 \cdot 10^{-4}$, uitgezet in de schadegrafiek van [Boscardin & Cording 1989] in figuur 5.1.

Voor de hier beschouwde bodemdalingssom in de Usseleres ten gevolge van de Akzo zoutwinning voor fases 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar, liggen de berekende maximale horizontale rek en maximum relatieve rotatie dus ruimschoots in het gebied van geen of verwaarloosbare schade. Hierbij werd uitgegaan van de plek met maximum kromming en horizontale rek, op andere locaties in de Usseleres zijn de vervormingen nog kleiner. Zoals gezegd is de werkelijk optredende rek van een gebouw veelal kleiner dan de hier berekende rek voor de bodem in de bodemdalingssom, een en ander als gevolg van de grotere stijfheid van het gebouw. Daarnaast is hier uitgegaan van een gebouwlengte van 100 m. Dergelijke lange gebouwen hebben meestal dilatatievoegen en kunnen een grotere relatieve rotatie hebben dan de hier gegeven criteria. De verwachting is daarom dat er geen of nagenoeg geen schade zal optreden als direct gevolg van de bodemdaling door zoutwinning.



Figuur 5.1 Weergave van de voorspelde bodemvervormingen na 100 jaar voor de fase 1, 2 generiek en 3 in de schadegrafiek van [Boscardin & Cording 1989]

6 Effect van de bodemvervorming door zoutwinning op bijzondere gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding

Naast de besproken invloed van de bodemvervorming op de bestaande gebouwen en de mogelijk te ontwikkelen industrie in de Usseleres, wordt in dit hoofdstuk het effect van de bodemvervorming op infrastructuur en de waterhuishouding besproken. Te denken valt aan riolering, (spoor)wegen, drinkwatervoorziening, landbouw. Daarnaast wordt kort gekeken naar bijzondere industrie, waar niet gekeken wordt naar structurele schade zoals in de voorgaande hoofdstukken, maar waar andere aspecten een rol spelen. Op deze zaken wordt in onderstaande paragrafen ingegaan.

6.1 Bijzondere industrie

In de voorgaande hoofdstukken is gekeken naar de eisen aan de maximum toelaatbare bodemvervorming zodat geen structurele schade aan gebouwen optreedt. In sommige gevallen kan het zijn dat een bepaalde industrie mogelijk strengere eisen stelt aan bodemvervormingen. Het gaat dan niet om de schade aan gebouwen zelf maar om productieprocessen goed te kunnen doen verlopen. Men kan hierbij denken aan zaken als:

- gevoelige industrie zoals microchips, ruimtevaart, float glas ovens, tandwielfabrikage (in micrometer nauwkeurigheid);
- zendmasten of radiotelescopen, waarbij een geringe scheefstand mogelijk al de werking negatief beïnvloed.

Indien dit soort industrie zich in de Usseleres wil vestigen dient men de voorspelde bodemvervorming door zoutwinning samen met de optredende autonome bodemdaling door andere (natuurlijke of niet-natuurlijke) invloeden in kaart te brengen en te toetsen aan de criteria die deze industrie met zich meebrengt.

6.2 Riolering

Bij een riolering zijn in het algemeen de volgende criteria van belang in verband met zettingen:

- het afschot;
- de relatieve rotatie.

Onder afschot wordt verstaan: de helling van het riool. Hierbij geldt dat die een bepaalde minimale waarde moet bezitten om een goede afvoer van vuil en vloeistof mogelijk te maken. Anderzijds kan een te groot afschot ertoe leiden dat het water te snel wegstroomt zodat niet alle vuil wordt meegenomen.

Een veel gebruikte eis voor het afschot van een niet onderheid riool is 1:200 à 1:500 dat wil zeggen 5 mm/m à 2 mm/m. Voor een onderheid riool zijn de eisen 1:750 à 1:1000 (dus 1,33 à 1 mm/m).

In dit geval is de voor fases 1, 2 generiek en 3 berekende maximum scheefstand in de bodem ten gevolge van de zoutwinning 1:11100, zie hoofdstuk 3 en bijlage 1.2. Dit is factoren kleiner dan het afschot van het riool en daarom zal de zoutwinning daarom de werking van rioleringen niet nadelig beïnvloeden.

Voor een riolering onder vrij verval is niet alleen de restzetting, maar ook het restzettingsverschil over een rioolbuis van belang. Dit restzettingsverschil leidt namelijk tot een hoekverdraaiing. Tussen twee rioolbuizen wordt maximaal een hoekverdraaiing van circa 1° à 1,5° toegestaan.

Voor een rioolbuislengte van 2,4 m betekent dit een maximale hoekverdraaiing van twee keer 0,70°, welke ongeveer gelijk is aan de maximaal toelaatbare hoekverdraaiing (relatieve rotatie).

De voorspelde relatieve rotatie voor de fases 1, 2 generiek en 3 volgend uit de [RESPEC 2006b] berekeningen is vele factoren kleiner dan dit criterium. De zoutwinning zal daarom geen effect hebben op rioleringen.

6.2.1 Persleidingen

Voor een persleidingsysteem worden geen eisen aan de restzettingen gesteld. Dit type rioleringsysteem wordt ook bij voorkeur naast de weg gelegd, waardoor onderhoud en of het vergroten van de capaciteit tijdens de gebruiksfase eenvoudig blijft.

6.3 (Spoor)wegen

Rijksweg 35 ligt in het diepste deel van de bodemdalingskom, maar aangezien de voorspelde daling daar maximum slechts 50 mm is in 100 jaar voor fases 1, 2 generiek en 3, zijn deze getallen verwaarloosbaar ten opzichte van de tijd dat het wegdek vernieuwd wordt. Voor spoorwegen geldt hetzelfde.

6.4 Waterhuishouding

Om te bepalen of de bodemdaling door zoutwinning in de fases 1, 2 generiek en 3 een effect heeft op de waterhuishouding is gekeken naar de topgrafische atlas van Oost-Nederland. Daar is te zien dat de hoogteligging van het maaiveld in de Usseleres varieert en dat het centrum ongeveer 5 m hoger ligt dan de rand. Dit geeft ongeveer een verloop van 5 m hoogteverschil over 500 m afstand dus een helling van ongeveer 1:100. Zoals eerder gezien is de maximum helling ten gevolge van zoutwinning in fases 1, 2 generiek en 3 in de Usseleres 1:11100. Dit is factoren flauwer, daarom zal de zoutwinning de oppervlaktewaterstromen niet merkbaar wijzigen.

6.5 Referentiepunten landmeting

Indien er in de Usseleres referentiepunten voor geodetische landmeting/hoogtemeting aanwezig zijn, dient men rekening te houden met mogelijke daling over tijd van deze punten tengevolge van de bodemdaling door zoutwinning.

Een correctie zou uitgevoerd kunnen worden op de metingen of er zouden nieuwe referentiepunten buiten het Akzo bodemdalingsgebied gekozen kunnen worden.

7 Conclusies

Voor de geplande fases 1, 2 generiek en 3 uitbreiding van de zoutwinning van Akzo Nobel Base Chemicals op de locatie Usseleres is het effect van de bodemdaling na 100 jaar op gebouwen en infrastructuur bepaald.

De vervormingen in de bodem na 100 jaar voor fases 1, 2 generiek en 3 zijn berekend door [RESPEC 2006b]. Uit deze berekeningen zijn de maatgevende scheefstand, relatieve rotatie (kromming) en horizontale rekken bepaald. Deze maatgevende waarden zijn vervolgens vergeleken met schadecriteria, zoals deze in de literatuur zijn beschreven. Wanneer de berekende vervormingen worden vergeleken met de schadecriteria blijkt dat de vervormingen van de bovengrond als direct gevolg van de zoutwinning veel lager zijn dan de waarden voor de schadecriteria.

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 kan onder zijn eigen belasting reeds de nodige vervorming hebben opgelopen of te lijden hebben gehad onder grondwaterwisselingen, natuurlijke klink, graafwerkzaamheden, verbouwingen, ouderdom, enzovoorts. Echter omdat de voorspelde vervormingen dermate klein zijn is de extra bijdrage van de zoutwinning aan de vervorming ook erg klein en in welke toestand een gebouw zich ook bevindt, die toestand zal nauwelijks wijzigen door toedoen van de zoutwinning.

Hoewel structurele schade aan gebouwen niet verwacht wordt dient men rekening te houden met het feit dat sommige precisie-industrie mogelijk extra scherpe criteria heeft wat betreft scheefstand en kromming om het productieproces niet te verstoren. Indien dit soort industrie zich in de Usseleres wil vestigen dient men de voorspelde bodemvervorming door zoutwinning samen met de optredende autonome bodemdaling door andere (natuurlijke of niet-natuurlijke) invloeden in kaart te brengen en te toetsen aan de criteria die deze industrie met zich meebrengt

Voor de infrastructuur en waterhuishouding is het effect van de zoutwinning verwaarloosbaar. De rijksweg 35 loopt weliswaar bijna door het diepste punt van de kom voor fases 1, 2 generiek en 3, maar de zakking is zo gering en verloopt zo langzaam dat deze verwaarloosbaar is ten opzichte van de tijd dat het wegdek vernieuwd wordt. Voor spoorwegen geldt hetzelfde.

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.

8 Referenties

[Bell 1987]

Bell, F.G. 1987: "Ground Engineers Reference Book",
Chapter 15 Subsidence

[Bjerrum 1963]

Bjerrum, L., 1963: "Allowable settlement of structures"
Vol. 2 of Proceedings from the European Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering
Wiesbaden 1963

[Burland & Wroth 1974]

Burland, M.D., Wroth, C.P. "Settlement of buildings and associated damage."
Proc. Conf. on Settlement of Structures, Pentech Press, Londen, England, pp. 611-654

[Boscardin & Cording 1989]

Boscardin, M.D., Edward J. Cording 1989: "Building response to excavation-induced
settlement"
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 1, Januari 1989

[Burland et al. 2004]

Burland, J.B., Mair, R.J., Standing, J.R., 2004
"Ground performance and building response due to tunneling"
Proc. Skempton Conf. Adv. Geotech. Eng., London, Mar. 2004, Vol. I, pp.

[GD 2006]

"Effecten van bodemvervorming door zoutwinning van Akzo Nobel Base Chemicals BV,
winningsvergunningen Twenthe-Rijn en Twenthe-Rijn uitbreiding fases 1 en 3"
GeoDelft rapport, 424860-0004, versie 02 definitief, juli 2006

[Kratzsch 1974]

Kratzsch, H., 1974: "Bergschadenkunde"
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

[RESPEC 2006a]

"Usseleres Phase I, and Phase III Subsidence Modeling Results"
RESPEC report, RSI(RCO)-1477/6-06-20, june 2006

[RESPEC 2006b]

"Usseleres Phase I, II and III Subsidence Modeling Results"
RESPEC report, RSI(RCO)-1477/7-06/02, july 2006

[Sambeek 2000]

Sambeek, L. van, 2000: "An introduction to subsidence over salt and potash mining facilities"
Solution Mining Research Institute Fall 2000 meeting
San Antonio, Texas, USA, 15-18 October 2000

[Skempton & MacDonald 1956]

Skempton, A.W., D.H. MacDonald 1956: "The allowable settlements of buildings"
Proc. Institute of Civil Engineering, **5**, 3, 1956, pag. 727-768

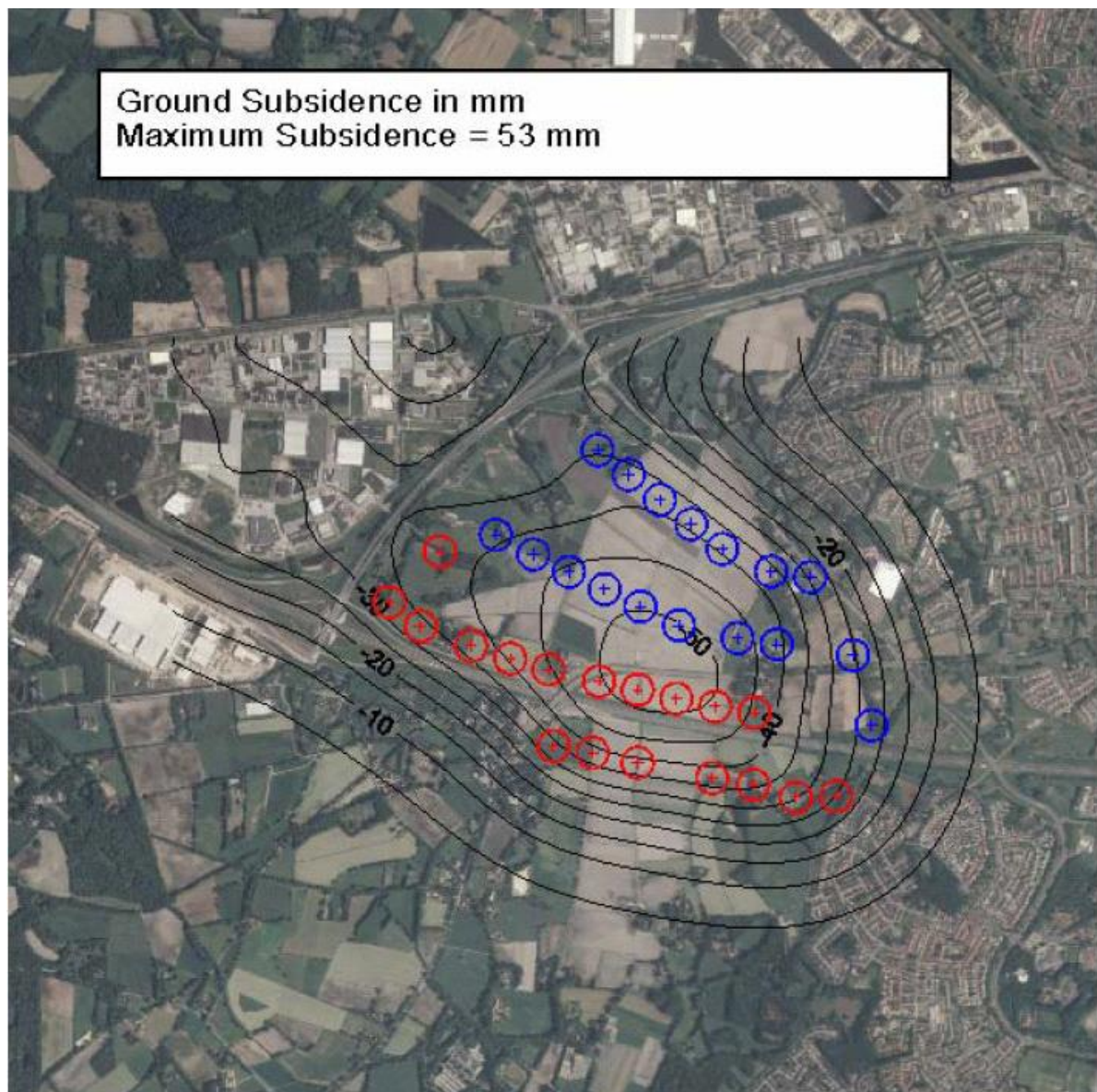
[Polshin & Tokar 1957]

Polshin, D.E., R.A. Tokar 1957: "Maximum allowable non-uniform settlement of structures"

Proc. 4th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering
London, 1, 1957, pag. 402-406

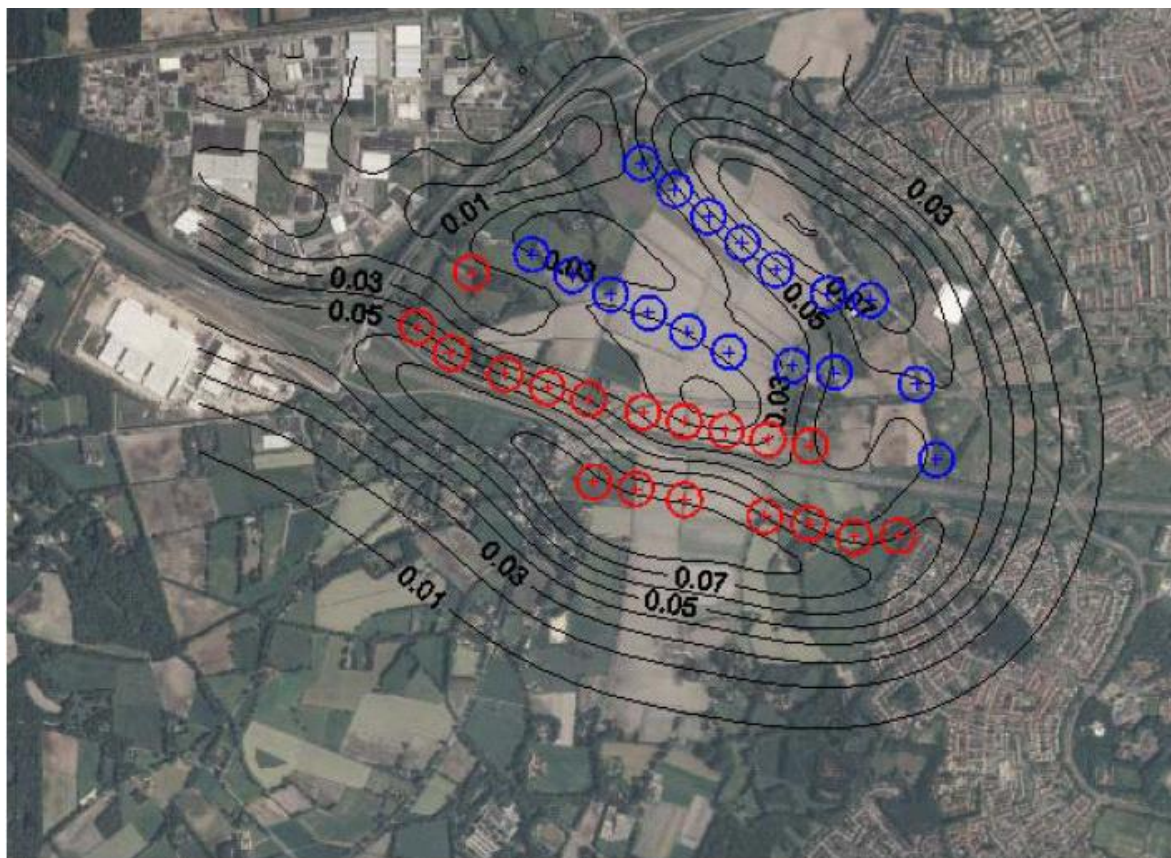
Bijlage 1 Resultaten RESPEC berekening fases 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar

1.1. Bodemdaling Usseleres voor fases 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar



1.2. Helling in de Usseleres voor fases 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar in mm/m

Maximum helling is 0,090 mm/m



1.3. Kromming in de Usseleres voor 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar in 1/km

Maximum kromming is 0,00028 1/km (hol)
Minimum kromming is -0,00024 1/km (bol).



1.4. Trekrek in de Usseleres voor fases 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar in microstrain (0,001 mm/m)

Maximum trekrek 28 microstrain=0,028 mm/m.



1.5. Drukrek in de Usseleres voor fases 1, 2 generiek en 3 na 100 jaar in microstrain (0,001 mm/m)

Grootste drukrek 45 microstrain = 0,045 mm/m.



Effecten van bodemvervorming door zoutwinning van Akzo Nobel Base Chemicals BV

**Winningvergunningen Twenthe-Rijn en
Twenthe-Rijn uitbreiding fases 1, 2 en 3**

Ons kenmerk
424861-0004

Versie
02 Definitief

Datum
februari 2007

Opgesteld in opdracht van
Akzo Nobel Base Chemicals BV
Postbus 25
7550 GC HENGLO OV

Postbus 69
NL-2600 AB
Stieltjesweg 2
NL-2628 CK Delft

Telefoon (015) 26 93 500
Telefax (015) 26 10 821
info@geodelft.nl
www.geodelft.nl

Postbank 234342
ING Bank NV
rek.nr. 65.09.62.524
KvK S41146461
BTW NL80097476B01

Inhoudsopgave

1	Inleiding	1
2	Achtergrond van de bodemdaling door zoutwinning	3
3	Typen vervorming van gebouwen en de berekende grondvervorming door RESPEC	5
3.1	Typen vervorming in de grond en in gebouwen	5
3.1.1	Helling en scheefstand	6
3.1.2	Kromming, kromtestraal en relatieve rotatie	6
3.1.3	Horizontale rek	8
4	Criteria voor schade aan gebouwen	11
4.1	Schadecriteria uit oudere literatuur, zonder externe horizontale rek	11
4.2	Schadecriteria uit nieuwere literatuur, met externe horizontale rek	14
4.3	Samenvatting schadecriteria	20
5	Toetsing van de voorspellingen fases 1, 2 en 3 aan de criteria voor schade aan gebouwen	21
6	Effect van de bodemvervorming door zoutwinning op bijzondere gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding	23
6.1	Bijzondere industrie	23
6.2	Riolering	23
6.2.1	Persleidingen	24
6.3	(Spoor)wegen	24
6.4	Waterhuishouding	24
6.5	Referentiepunten landmeting	24
7	Conclusies	25
8	Referenties	27

Bijlage(n)

Bijlage 1	Resultaten RESPEC berekening fases 1, 2 en 3 na 100 jaar
-----------	--

Tabellen

Tabel 4.1	Schadecriteria uit [Kratzsch 1974]. Eerste kolom zijn de criteria uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coal Board	14
Tabel 4.2	Door [Boscardin & Cording 1989] gebruikte uitgangspunten	17
Tabel 5.1	Maximum vervormingen uit de door RESPEC berekende voorspelling (Usseleres fases 1, 2 en 3)	21
Tabel 5.2	Maximum relatieve rotatie in de Usseleres voor fases 1, 2 en 3 na 100 jaar bij verschillende gebouwlengtes	21

Figuren

Figuur 3.1	Schets van scheefstand α , kromming (relatieve rotatie β) en horizontale rek van een gebouw. De horizontale rek is apart weergegeven ter illustratie, maar in de praktijk treden de verschijnselen scheefstand, kromming en horizontale rek tegelijk op	5
Figuur 3.2	Definitie van relatieve rotatie β en scheefstand ω volgens [NEN 6740]	7

1 Inleiding

Akzo Nobel Base Chemicals (Akzo) plant een uitbreiding van haar zoutwinning op de locatie Usseleres. Deze uitbreiding is ingedeeld in drie fases. Fase 1 bestaat uit 11 cavernes ten noorden van de rijksweg 35 en fase 3 bestaat uit 7 cavernes ten zuiden van rijksweg 35. Fase 2 bestaat uit 17 cavernes ten noorden van de rijksweg 35 hoofdzakelijk ten noorden van de fase 1 cavernes. Een overzicht van de locatie van de cavernes is gegeven in [RESPEC 2006c]. In de figuren van bijlage 1 in dit rapport zijn de locaties van de fase 1, 2 en 3 cavernes ook weergegeven.

De zoutwinning resulteert in een bodemdaling op de locatie Usseleres. In een eerder rapport [GeoDelft 2006a] is beschreven welke invloed de bodemvervorming door zoutwinning heeft op gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding voor fases 1 en 3 samen. In het rapport [GeoDelft 2006b] is deze invloed bepaald voor fase 1, een generieke invulling van fase 2 en fase 3 samen. In december 2006 heeft Akzo een nadere invulling gegeven aan fase 2 waarin de locaties van de 17 cavernes aangepast zijn. Dit rapport beschrijft de invloed van de bodemvervorming door zoutwinning op gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding voor deze nieuwe fase 2 samen met fases 1 en 3.

Voor de volledigheid zijn de definities voor vervorming in gebouwen, het literatuuroverzicht van schadecriteria voor gebouwen en de daaruit volgende maatgevende waarden zoals gegeven in [GeoDelft 2006a,b] in zijn geheel overgenomen in dit rapport. Hierdoor is dit rapport op zichzelf staand.

De firma RESPEC heeft de bodemdaling voor de geplande 35 cavernes voor fases 1, 2 en 3 berekend na 100 jaar, op de locatie Usseleres [RESPEC 2006c], waarbij fase 2 de nieuwe invulling is zoals hierboven vernoemd. In de prognoses zijn ook effecten van het bestaande boorterrein in rekening gebracht. Dat rapport heeft dezelfde opzet als de rapporten [RESPEC 2006a,b] die als uitgangspunt dienden voor de GeoDelft prognoses [GeoDelft 2006a,b].

De berekeningen van RESPEC zijn niet expliciet beoordeeld door GeoDelft. Bij globale beoordeling zijn er geen zichtbare inconsistenties waargenomen in de door RESPEC beschreven aanpak [RESPEC 2006a,b,c] en in de resultaten. In dit rapport wordt ervan uitgegaan dat de door RESPEC voorspelde zakkingen realistisch zijn. Zij vormen de basis voor de bepaling van de effecten op gebouwen, infrastructuur en de waterhuishouding.

In hoofdstuk 2 van dit rapport wordt enige achtergrondinformatie gegeven over de oorzaak van de bodemvervorming door zoutwinning. Hoofdstuk 3 beschrijft de typen bodem- en gebouwvervorming en de door RESPEC berekende waarden. Hoofdstuk 4 behandelt verschillende schadecriteria die in de literatuur gevonden worden en in hoofdstuk 5 worden de bodemvervormingen zoals berekend door RESPEC voor fases 1, 2 en 3 getoetst aan de schadecriteria. In hoofdstuk 6 wordt ingegaan op infrastructuur en waterhuishouding. Hoofdstuk 7 sluit af met conclusies.

3 Typen vervorming van gebouwen en de berekende grondvervorming door RESPEC

In dit hoofdstuk worden typen vervormingen in gebouwen besproken die kunnen optreden als een gevolg van bodemvervorming door zoutwinning. Na de definities van de soorten vervormingen zullen de maximum vervormingen die volgen uit de [RESPEC 2006c] berekeningen voor fases 1, 2 en 3 van de Akzo zoutwinning in de Usseleres gegeven worden. Deze vervormingen zullen later gebruikt worden voor de beoordeling op schade aan gebouwen.

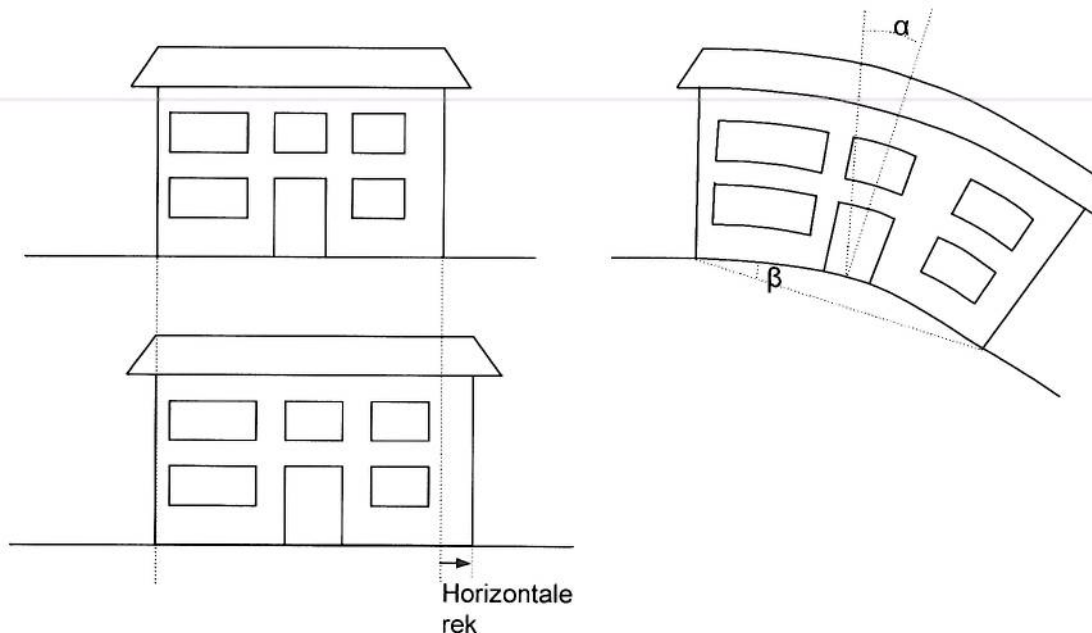
Aangenomen wordt dat deze vervorming in de bodem direct overgedragen wordt aan het gebouw. In het algemeen zal de vervorming van een gebouw kleiner zijn door de stijfheid en sterkte van het gebouw, in het bijzonder bij nieuwbouw.

3.1 Typen vervorming in de grond en in gebouwen

De bodemdaling veroorzaakt door zoutwinning is niet overal hetzelfde. De daling is groter direct boven de holtes waar de zoutwinning plaatsvindt en neemt af naarmate de afstand tot de winplaats toeneemt. De resultaten van [RESPEC 2006c] laten dit beeld ook zien.

De in de bodem ontstane vervorming ten gevolge van deze geleidelijke variatie in bodemdaling kan worden onderverdeeld in (zie figuur 3.1):

- helling;
- kromming, relatieve rotatie;
- rek (trek/stuik).



Figuur 3.1 Schets van scheefstand α , kromming (relatieve rotatie β) en horizontale rek van een gebouw. De horizontale rek is apart weergegeven ter illustratie, maar in de praktijk treden de verschijnselen scheefstand, kromming en horizontale rek tegelijk op

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.

3.1.1 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 door [RESPEC 2006c] berekende helling voor fases 1, 2 en 3 bedraagt maximaal 0,088 mm/m, ofwel 1 cm hoogteverschil over 114 m afstand, waarmee het effect op een gebouw kan worden bepaald. Voor de volledigheid zijn de [RESPEC 2006c] contourlijnen voor de helling in de Usseleres ook opgenomen in dit rapport in bijlage 1.2.

3.1.2 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 de muren van 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.

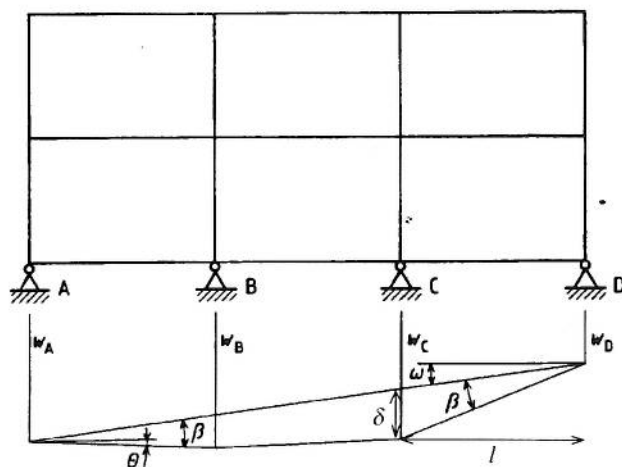
Bij een holle kromming zal de constructie juist de andere kant opbuigen. Scheuren zullen dan onderin optreden.

De kromming van de bodem kan berekend worden uit de helling, door de zogenaamde afgeleide van deze helling te nemen. De door [RESPEC 2006c] berekende kromming in de Usseleres voor fases 1, 2 en 3 (hier opgenomen als bijlage 1.3) bedraagt maximaal (hol) 0,00032/km en minimaal (bol) -0,00022/km.

De kromming wordt hier aangeduid met het symbool κ . 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 en sommige criteria uit de literatuur maken gebruik van de kromtestraal R in plaats van de kromming κ . De uit de door [RESPEC 2006c] bepaalde maximum en minimum kromming berekende maatgevende kromtestralen zijn 3125 km voor holle kromming en 4545 km voor bolle kromming.

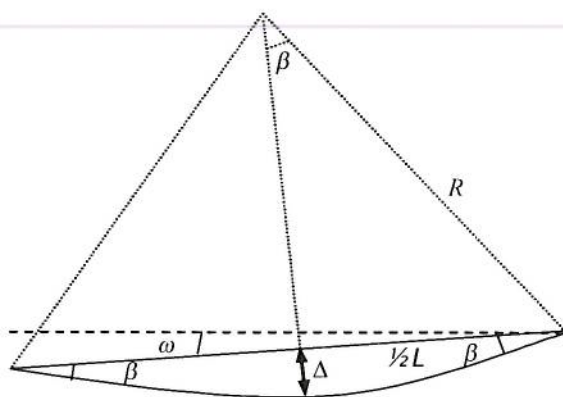
Met betrekking tot schade aan constructies wordt vaak over de relatieve rotatie β gesproken (in de Engelstalige literatuur wordt voor β de term *angular distortion* gehanteerd). Dit is eveneens een grootheid die samenhangt met de kromming. In figuur 3.2 is de definitie van relatieve rotatie gegeven volgens [NEN 6740]. Het gaat hier om een gebouw met verscheidene funderingssegmenten. De verschilzakking tussen begin en einde van het gebouw bepaalt de scheefstand ω . De relatieve rotatie β is de hoek die een funderingssegment maakt ten opzichte van de scheefstand ω .

Figuur 3.2 laat zien dat wanneer een funderingssegment een lengte l heeft en een verschilzakking δ (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 3.2 Definitie van relatieve rotatie β en scheefstand ω volgens [NEN 6740]

De berekeningen in dit rapport hebben betrekking op de bodem en niet op gebouwen. Er zijn in dat geval 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 meevervormt met de bodem, kan voor zo'n geleidelijke kromming ook een definitie gegeven worden van relatieve rotatie, zie figuur 3.3:



Figuur 3.3 Weergave van de relatieve rotatie β

De definitie is feitelijk dezelfde als voor een gebouw met funderingssegmenten, namelijk dat de relatieve rotatie de hoek is ten opzichte van de scheefstand ω . De maximale waarde van deze hoek is maatgevend voor schade en is de β zoals weergegeven in figuur 3.3. De lengte van de constructie is L en de kromtestraal van de kromming R .

Uit de figuur is af te lezen dat geldt:

$$\sin \beta = \frac{\frac{1}{2}L}{R} \quad (3.1)$$

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

Zoals eerder vermeld is hier de kromming in de bodem berekend en niet die in het gebouw. De kromming in het gebouw en dus ook de relatieve rotatie β zal altijd kleiner zijn vanwege de grotere stijfheid van de fundering.

Sommige schadecriteria zijn uitgedrukt in de buigingsverhouding Δ/L . De relatieve buiging is grafisch weergegeven in figuur 3.3. Voor het geval van zuivere kromming met een constante kromtestraal R kan afgeleid worden dat $\Delta = L^2/8R$. Uitgedrukt in de termen van relatieve rotatie wordt dit dan:

$$\frac{\Delta}{L} = \frac{1}{4} \beta \quad (3.2)$$

[Burland et al. 2004] leiden een formule af voor een Timoshenko-ligger onder een puntlast en uniform verdeelde last. Voor typische gebouwafmetingen ligt de doorbuigingsverhouding tussen:

$$\frac{\beta}{2.0} < \frac{\Delta}{L} < \frac{\beta}{4.0} \quad (3.3)$$

De verhouding $\Delta/L = \beta/2$ komt voor in het geval van een puntlast en iets grotere H/L (hoogte lengte) of E/G (Young's modulus/Glijdingsmodulus) verhoudingen, terwijl de verhouding $\Delta/L = \beta/4$ voorkomt bij een uniforme last. Deze laatste komt dus in de limiet overeen met de uitdrukking voor de zuivere kromming. Dit alles betekent dat het niet zo eenvoudig is te zeggen wat de relatie tussen de relatieve rotatie en de doorbuigingsverhouding is. Toch er kan gesteld worden dat deze tot op een factor 2 nauwkeurig is. De omrekening tussen deze twee grootheden geeft enige onzekerheid in het maken van een vergelijking tussen de diverse schadecriteria in de literatuur.

3.1.3 Horizontale rek

Behalve hellen en buigen rekt het grondoppervlak in de richting van het diepste gedeelte van de bodemdalingskom, loodrecht op de dalingscontouren. Op grotere afstand van het diepste gedeelte van de kom wordt de grond uiteengerekt en dichterbij het centrum van de kom wordt het maaiveld ineengedrukt en treedt stuik op. In de [RESPEC 2006c] figuur met de voorspelde trekrek na 100 jaar in de Usseleres (hier opgenomen als bijlage 1.4), is te zien dat ter plaatse van centrum van het caverneveld de trekrek negatief is, dus dat er druk optreedt. Op grotere afstand van centrum ontstaat trekrek, die op een gegeven moment maximaal wordt. Op nog grotere afstand wordt de trekrek weer kleiner en gaat naar nul. In de figuur voor drukrek in bijlage 1.5 is te zien dat de drukrek maximaal is bij de cavernes (de zuid-oostelijke) en afneemt met de afstand.

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.

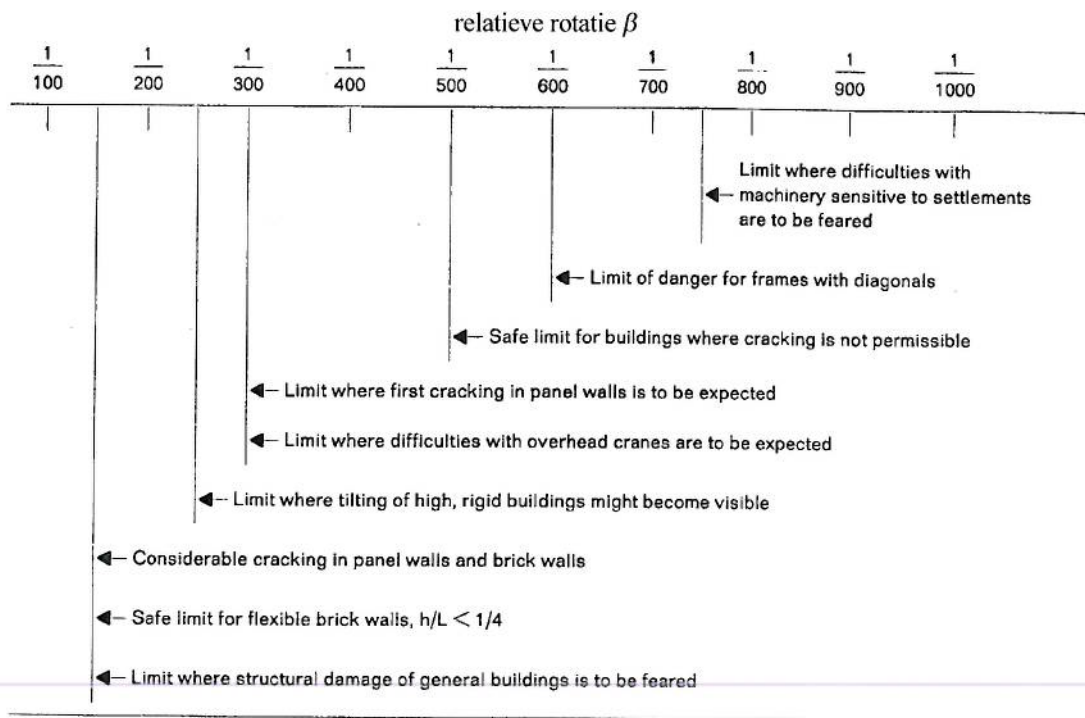
Nu kan steen en beton heel veel stuik en druk aan. Trek is echter kritischer: het is veel makkelijker steen te breken door hem te buigen, dat betekent plaatselijk te rekken, dan steen kapot te drukken. Over een groot gedeelte ten noorden van de rijksweg 35 vanaf de fase 1 cavernes tot aan de meeste fase 2 cavernes is geen trekrek maar stuik. Trek treedt op hoofdzakelijk buiten het geplande caverneveld van fases 1, 2 en 3 samen. Een lange muur die in de richting van het diepste punt van de dalingskom staat (radiaal) ongeveer 200 m buiten het caverneveld van alle fases, wordt op maximale trek belast [RESPEC 2006c]. Daarbuiten neemt de trekrek weer af tot nul.

[RESPEC 2006c] heeft de horizontale rek ten gevolge van de Akzo zoutwinning in fases 1, 2 en 3 berekend na 100 jaar. De maximale trekrek die volgt uit de berekeningen is 0,027 mm/m en de maximale stuikrek is 0,050 mm/m, zie ook bijlagen 1.4 en 1.5.

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.

In een bijdrage aan de discussie gedurende de Europese Conferentie over Grondmechanica en Funderingstechniek in Wiesbaden heeft [Bjerrum 1963] de studieresultaten van [Skempton & MacDonald 1956] aangevuld met eigen ervaring en het resultaat vervolgens samengevat in figuur 4.1.

Duidelijk zichtbaar zijn de getallen van [Skempton & MacDonald 1956] namelijk $\beta = 1/300$ en $\beta = 1/150$. Verder is voor kleinere relatieve rotaties nog een opsplitsing gemaakt.



Figuur 4.1 Schadecriteria voor relatieve rotatie β van [Bjerrum 1963]

[Polshin & Tokar 1957] hebben onafhankelijk van [Skempton & MacDonald 1956] een studie gedaan gebaseerd op praktijkwaarnemingen van zakkings van meer dan 100 gebouwen in de Sovjet-Unie. Resultaten voor 10 stenen gebouwen zijn weergegeven in figuur 4.2. Merk op dat in de doorbuigingsverhouding Δ/L de afstand L is tussen twee dilatatievoegen en niet noodzakelijk de gebouwlengte.

Opmerkelijk is dat [Polshin & Tokar 1957] een lijn a,b,c plotten waarvan ze zeggen dat deze theoretisch benaderd is op basis van het uitgangspunt dat metselwerk zou scheuren bij een rek van $0.5 \cdot 10^{-3}$. In de nieuwere literatuur komt dit getal terug als veelgebruikt criterium voor de horizontale rek waarbij haarscheurtjes optreden in metselwerk, de lichtste schadecategorie. De achtergrond van dit getal volgt niet direct uit het artikel. Daarnaast geeft deze a,b,c-lijn aan dat [Polshin & Tokar 1957] zich gebogen hebben over het uitdrukken van toegestane relatieve doorbuiging in de toegelaten rek in een gebouw. Dit idee is pas later verder uitgewerkt door [Boscardin & Cording 1989] en [Burland et al. 2004].

Ondanks de theoretische curve geven [Polshin & Tokar 1957] op basis van de praktijkmetingen een bijgestelde curve weergegeven door:

$$\begin{aligned} \frac{L}{H} \leq 2 \quad \frac{\Delta}{L} &= 0,0003 \\ \frac{L}{H} = 8 \quad \frac{\Delta}{L} &= 0,0010 \end{aligned} \quad (4.1)$$

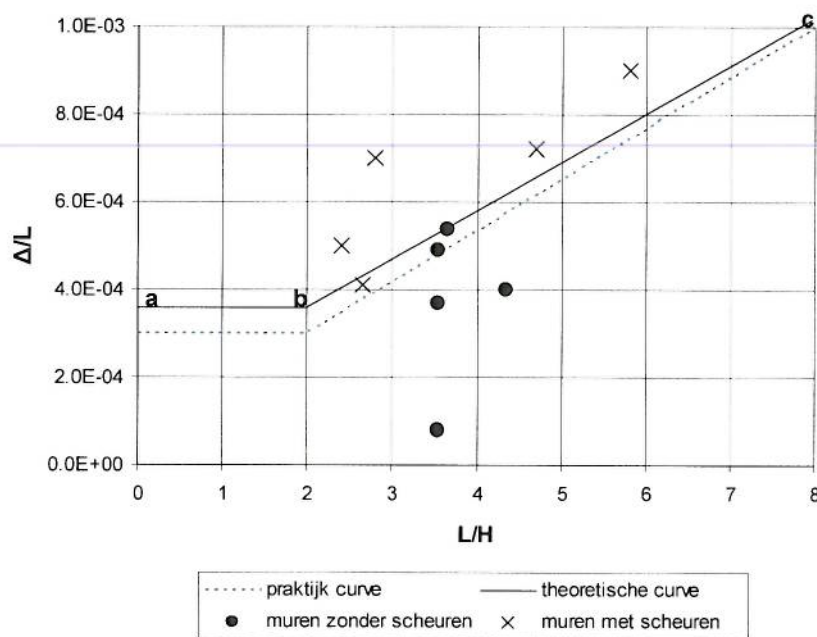
waarin:

L : is de gebouwlengte.

Deze is in figuur 4.2 gestippeld weergegeven als 'praktijkcurve'. Met formule (3.3) kunnen deze waarden uitgedrukt worden in de relatieve rotatie. Dan wordt gevonden dat:

$$\begin{aligned} \frac{L}{H} \leq 2 \quad 0,0006 \leq \beta \leq 0,0012 \\ \frac{L}{H} = 8 \quad 0,0020 \leq \beta \leq 0,0040 \end{aligned} \quad (4.2)$$

Hoewel deze waarden de nodige onzekerheid kennen, hebben ze enige functie bij het vergelijken met het werk van [Boscardin & Cording 1989] en [Burland et al. 2004].



Figuur 4.2 Reproductie van de figuur van [Polshin & Tokar 1957]: doorbuigingsverhouding (lengte tussen twee dilatatievoegen gedeeld door de maximum verschilzakking tussen de twee voegen) versus gebouwfmeting voor 10 stenen gebouwen

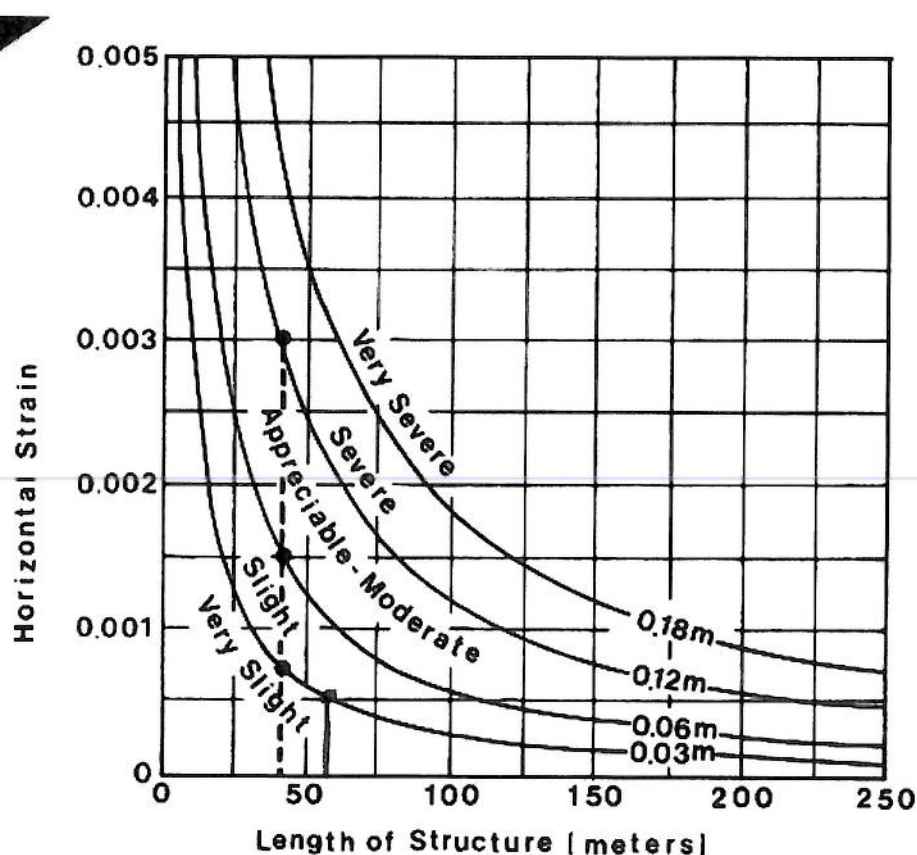
4.2 Schadecriteria uit nieuwere literatuur, met externe horizontale rek

In het boek 'Bergschadenkunde' [Kratzsch 1974], wordt ingegaan op schadecriteria gehanteerd in Engeland, Polen en de Sovjetunie, zie tabel 4.1. 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 voor een gebouw van 60 m, ofwel 0,5 ‰. De tweede kolom geeft criteria gehanteerd in Polen. Hier wordt voor klasse I voor de horizontale trekrek 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 $\Delta s = 3$ 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 $\Delta s = 3 - 6$ cm $\epsilon = 0,5 - 1$ mm/m	Schäden müs- sen reparier- bar sein $v'_z = 5$ mm/m $\epsilon = 3$ mm/m	über 5 Stockw. $v'_z = 4,5$ mm/m $\rho_z = 18$ km $\epsilon = 2,5$ mm/m	$v'_z = 11$ mm/m $\rho_z = 1,5$ km $\epsilon = 7$ mm/m
III	Kleine Außen- wandrisse, Türen klemmen $\Delta s = 6 - 12$ cm $\epsilon = 1 - 2$ mm/m	Schäden dürfen Funktion des Bauwerks nicht beeinträchtigen $v'_z = 10$ mm/m $\epsilon = 6$ mm/m	3 u. 4 Stockw. $v'_z = 5$ mm/m $\rho_z = 12$ km $\epsilon = 3,5$ mm/m	$v'_z = 16$ mm/m $\rho_z = 1$ km $\epsilon = 10$ mm/m
IV	Schwere Schäden Offene Risse $\Delta s = 12 - 20$ cm $\epsilon = 2 - 3$ mm/m	Bauwerke müs- sen genügend Widerstand leisten $v'_z = 15$ mm/m $\epsilon = 9$ mm/m	2 Stockwerke $v'_z = 8$ mm/m $\rho_z = 5,5$ km $\epsilon = 6$ mm/m	—
V	Sehr schwere Schäden teilweiser Neu- bau erforderl. Δs über 20 cm $\epsilon > 3$ mm/m	—	1 Stockwerk $v'_z = 10$ mm/m $\rho_z = 3$ km $\epsilon = 7,5$ mm/m	—
VI	—	—	1 Stockwerk $v'_z = 25$ mm/m $\rho_z = 1$ km $\epsilon = 14$ mm/m	—

Tabel 4.1 Schadecriteria uit [Kratzsch 1974]. Eerste kolom zijn de criteria uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coal Board

De strengste horizontale rekmaat gegeven door [Kratsch 1974] is dus $0,5 \cdot 10^{-3}$, een getal dat [Polshin & Tokar 1957] hanteerden als aanname voor de rek waarbij haarscheurtjes in metselwerk optreden. Deze waarde komt uit de eerste kolom in tabel 4.1 en is afkomstig uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coal Board [NCB 1975]. Uit hetzelfde handboek komt onderstaande figuur 4.3 die voor verschillende schadeclassen de toegestane horizontale rek geeft als functie van de gebouwlengte. Hier is te zien dat voor 60 m gebouwlengte de toegestane rek $0,5 \cdot 10^{-3}$ is voor de 'Very Slight' schadecategorie, een categorie die beschreven wordt met minder dan zichtbare haarscheurtjes. Het hanteren van figuur 4.3 zou betekenen dat voor gebouwen langer dan 60 m mogelijk rekening gehouden dient te worden met een kleiner horizontaal rekriterium. Echter, dergelijke lange constructies hebben meestal dilatatievoegen en bestaan dus weer effectief uit een reeks kleinere constructies. Daarnaast werd door [Polshin & Tokar 1957] bepaald dat de toegestane doorbuigingsverhouding groter mag zijn voor grotere gebouwlengtes gebaseerd op een constant rekriterium van $0,5 \cdot 10^{-3}$. Op grond van het bovenstaande mag worden verwacht dat het in de praktijk volstaat om een rekriterium van $0,5 \cdot 10^{-3}$ te hanteren voor alle gebouwen.

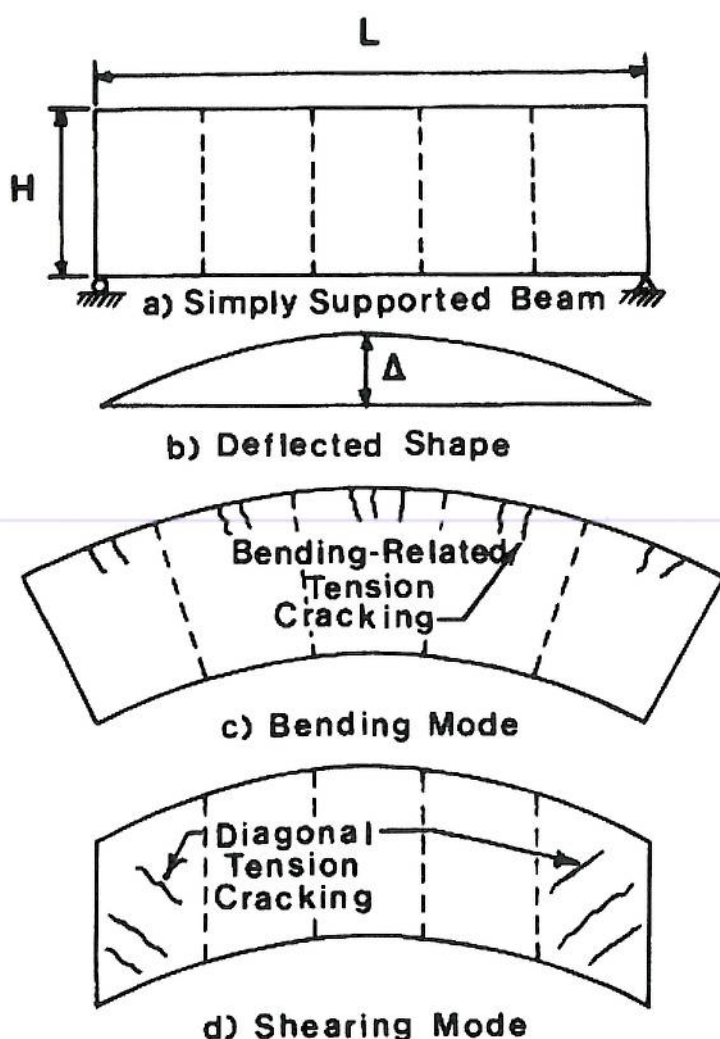


Figuur 4.3 Relatie tussen toegestane horizontale rek voor verschillende schadeclassen en de gebouwlengte uit het Subsidence Engineer's Handbook van de British National Coalboard [NCB 1975]. Bij ongeveer 60 m gebouwlengte wordt de rek van $0.5 \cdot 10^{-3}$ teruggevonden

In de tot nu toe beschreven literatuur zijn steeds de criteria voor horizontale rek en relatieve rotatie los van elkaar beschouwd, hoewel [Polshin & Tokar 1957] en [Burland & Wroth 1974] al de basis voor een combinatie van de twee legden door de interne horizontale rek in een gebouw uit te drukken in de doorbuigingsverhouding.

[Boscardin & Cording 1989] koppelen de relatieve rotatie en de externe horizontale rek aan een schadecriterium. Hierbij maken ze gebruik van een model waarin het gebouw opgevat wordt als een Timoshenko-ligger. Dit is weergegeven in figuur 4.4.

Aangegeven zijn mogelijke vormen van scheurvorming door buiging en afschuiving. Uitgaande van dit liggermodel met een puntlast in het midden, drukken [Boscardin & Cording 1989] de doorbuigingsverhouding Δ/L uit in een gegeven maximum rek in buigmode of afschuifmode. Deze maximum rek wordt later uitgedrukt in de externe horizontale rek en het criterium voor de maximum toelaatbare horizontale rek voor een bepaalde schadeklasse. De doorbuigingsverhouding Δ/L wordt omgerekend naar een relatieve rotatie β met een formule. Deze formule levert voor de meest gangbare typen gebouwen waarden tussen $\beta = 2\Delta/L$ en $\beta = 2.3\Delta/L$. Zoals eerder gezegd ligt de waarde van de relatieve rotatie voor een uniform verdeelde last hoger en geldt $\beta \approx 4\Delta/L$. Maar [Boscardin & Cording 1989] maken gebruik van een puntlast op een ligger en derhalve komen ze op de bovengenoemde relatieve rotaties.



Figuur 4.4 Gebouw opgevat als een Timoshenko-ligger. Aangegeven zijn twee mogelijke vormen van scheurvorming door buiging en afschuiving uit [Boscardin & Cording 1989]

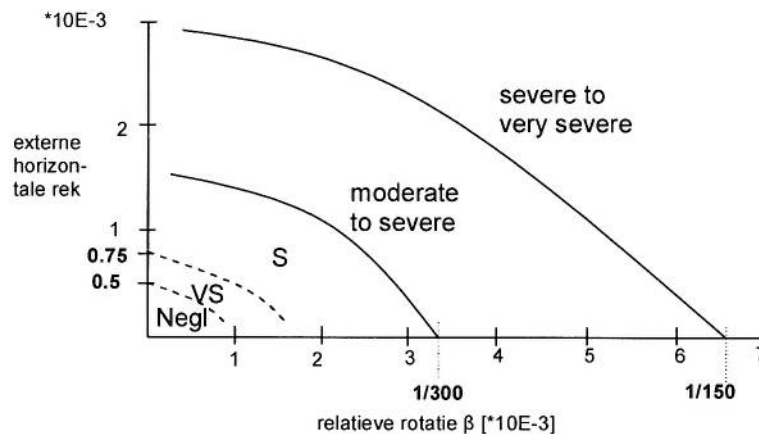
Het werk van [Boscardin & Cording 1989] maakt gebruik van alle in dit rapport beschreven literatuur. Ze verwijzen naar [Polshin & Tokar 1957] en [Burland & Wroth 1974] voor de criteria voor de horizontale rek. Als de relatieve rotatie β nul is, is de breukrek volgens [Burland & Wroth 1974] tussen de $0,5 \cdot 10^{-3}$ en $0,75 \cdot 10^{-3}$. De waarde $0,5 \cdot 10^{-3}$ werd ook al gebruikt door [Polshin & Tokar 1957] voor het criterium van het optreden van haarscheurtjes in metselwerk. Buiten [Boscardin & Cording 1989] om komt de waarde terug in [Kratsch 1974] en [NCB 1975] als strengste criterium voor de horizontale rek. De waarde $0,5 \cdot 10^{-3}$ worden door [Boscardin & Cording 1989] gebruikt om de klasse 'verwaarloosbare schade' te scheiden van de klasse 'zeer lichte schade' en de waarde $0,75 \cdot 10^{-3}$ wordt gebruikt om de klasse van 'zeer lichte schade' te scheiden van 'lichte schade'. Verder maken ze gebruik van de criteria voor de relatieve rotatie $\beta = 1/300$ en $\beta = 1/150$ voor de situatie dat de externe horizontale rek nul is om verder onderscheid te maken naar de klassen 'matige tot ernstige schade' en 'ernstige tot zeer ernstige schade'. Deze waarden zijn genoemd door [Skempton & MacDonald 1956] en [Bjerrum 1957]. Daarmee maken [Boscardin & Cording 1989] dus zo'n beetje gebruik van alles dat door hun voorgangers geschreven is. Hun uitgangspunten zijn samengevat in tabel 4.2.

schadeklasselijijn	externe horizontale rek (bij $\beta = 0$)	relatieve rotatie β (bij horizontale rek = nul)
lijn tussen verwaarloosbare en zeer lichte schade	$0.5 \cdot 10^{-3}$	-
lijn tussen zeer lichte en lichte schade	$0.75 \cdot 10^{-3}$	-
lijn tussen lichte en matige tot ernstige schade	-	1/300
lijn tussen matig tot ernstige en ernstig tot zeer ernstige schade	-	1/150
Een - betekent dat er geen uitgangspunt is. In geval een - staat bij horizontale rek bij $\beta = 0$, volgt deze uit de toepassing van formules met de gegeven β bij hor. rek = 0. In geval van een - bij de β (hor. rek = 0) volgt deze waarde uit formules uitgaande van de hor. rek bij $\beta = 0$. De koppeling vormt het liggermodel met centrale puntlast.		

Tabel 4.2 Door [Boscardin & Cording 1989] gebruikte uitgangspunten

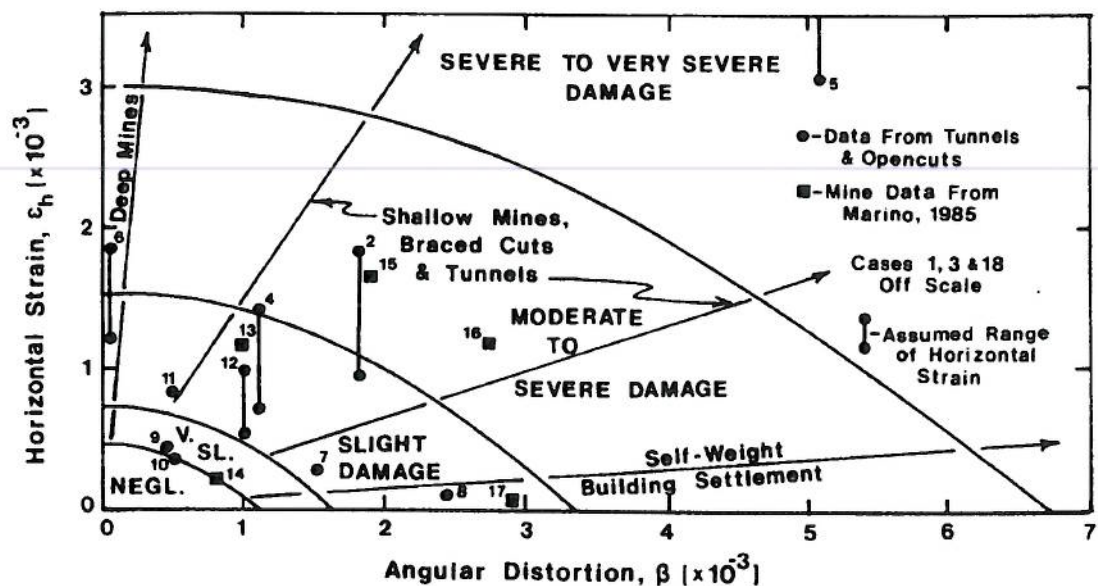
[Boscardin & Cording 1989] laten zien dat de schuifrekken (mode d. in figuur 4.4) maatgevend zijn voor hoogte-lengte verhoudingen $H/L > 1$, de meest voorkomende in het veld. Met hun afgeleide formules voor het gedrag van een ligger onder afschuiving en een puntlast, rekenen ze de grenzen tussen de verschillende schadegebieden uit, aan de hand van de basisuitgangspunten in tabel 4.2. Hoe dit gebeurt is grafisch weergegeven in figuur 4.5. Vetgedrukt staan de vier criteria aangeven, twee voor de horizontale rek op de verticale as en twee voor de relatieve rotatie op de horizontale as.

Met de criteria voor de horizontale rekken worden de gestippelde lijnen berekend die de grenzen aangeven tussen gebieden met verwaarloosbare (Negl.) schade, zeer lichte schade (VS) en lichte schade (Slight). Met de criteria voor de relatieve rotatie worden de grenzen berekend tussen lichte en matige tot ernstige schade en ernstig tot zeer ernstige schade.



Figuur 4.5 Rekentechniek van [Boscardin & Cording 1989]

In onderstaande figuur 4.6 is het uiteindelijke resultaat van [Boscardin & Cording 1989] weergegeven, met de schadegebieden.



Figuur 4.6 Relatie tussen schade en horizontale (trek) rekken en relatieve rotatie β ('angular distortion') uit [Boscardin en Cording 1989]

Merk op dat [Boscardin & Cording 1989] eerst de doorbuigingsverhouding uitrekenden en daaruit met een formule de relatieve rotatie die ongeveer uitkomt tussen $\beta = 2\Delta/L$ en $\beta = 2.3\Delta/L$. Zoals eerder gezegd zit hier een basisaannname in, namelijk die van een puntlast op een ligger. Indien een uniforme last gebruikt zou zijn zou de doorbuigingsverhouding Δ/L uitgaande van de horizontale rekcriteria anders worden en ook de daaruit berekende relatieve rotatie die in de orde ligt van $\beta = 4\Delta/L$. Dit betekent dat het punt met relatieve rotatie $1,0 \cdot 10^{-3}$ op de horizontale as dat berekend werd uit de horizontale rek van $0,5 \cdot 10^{-3}$ een zekere onnauwkeurigheid in zich draagt. Op het eerste gezicht lijkt dat de relatieve rotatie een factor 2 hoger te kunnen liggen omdat er een factor 4 op de doorbuigingsverhouding zit in plaats van een factor 2, maar aan de andere kant geldt dat de maximum doorbuiging Δ groter is voor een puntlast dan dezelfde last uniform verdeeld. Voor een perfecte buigligger is deze doorbuiging 1.6 keer groter voor de puntlast dan voor de uniforme last. In het geval van een buigligger zouden de resultaten dus een factor $2/1.6 = 1.25$ verschillen. Zonder het voorbeeld uit te werken voor de uniforme last kan aannemelijk gemaakt worden dat de resultaten voor de berekende figuur 4.6 niet drastisch anders zullen zijn.

Door [Polshin & Tokar 1957] is ook voor de situatie voor een horizontale breukrek van $0,5 \cdot 10^{-3}$ maar zonder externe horizontale rek de doorbuigingsverhouding uitgerekend. Theoretisch vonden ze voor ($H/L < 2$) $\Delta/L = 0,36 \cdot 10^{-3}$ en in de op metingen bijgestelde figuur werd $\Delta/L = 0,3 \cdot 10^{-3}$ bepaald, zie figuur 4.2 en vergelijking (4.1). Uitgaande van $\beta = 2\Delta/L$ kan uit de figuur 4.6 van Boscardin een waarde $\Delta/L = 1,1 \cdot 10^{-3}/2 = 0,55 \cdot 10^{-3}$ gehaald worden. Omdat de theoretische waarde van Polshin $0,55/0,36 = 1,53$ hoger ligt, doet dit vermoeden dat Polshin een liggermodel heeft gebruikt met uniforme verdeelde last in tegenstelling tot de puntlast van Boscardin. De in formule (4.2) berekende relatieve rotatie voor Polshin met $\beta = 4\Delta/L$ geeft ook een waarde die goed overeenstemt met die $1,1 \cdot 10^{-3}$ in de grafiek van Boscardin.

De waarde $1,1 \cdot 10^{-3}$ voor de relatieve rotatie die op de horizontale as het gebied van verwaarloosbare schade begrenst in figuur 4.6 van Boscardin, komt overeen met een verhouding van ongeveer 1/900. Dit is conservatiever dan het scherpste criterium van [Bjerrum 1963] van 1/800.

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 m) om geen scheuren te veroorzaken in pleister of mortel, een beeld dat overeenstemt met de eerste kolom in tabel 4.1 van [Kratzsch 1974]. Verder hanteert [Sambeek 2000] als criterium voor de relatieve rotatie 0,0081 voor trek en -0,002 voor druk. Dit beeld correspondeert ook goed met de resultaten van [Boscardin & Cording 1989] in figuur 4.6.

Het strengste criterium voor de kromtestraal is 20 km in de derde kolom van tabel 4.1 van [Kratzsch 1974], terwijl het rekriterium daar 2 mm/m is. Met de formule $\beta = L/2R$ komt dit voor een gebouwlengte van 50 m overeen met een relatieve hoekverdraaiing van $\beta = 1,25 \cdot 10^{-3}$ een getal vergelijkbaar met het criterium $\beta = 1,1 \cdot 10^{-3}$ voor verwaarloosbare schade voor horizontale rek nul uit de grafiek van [Boscardin & Cording 1989].

Voor kleinere gebouwlengten levert de kromtestraal van 20 km duidelijk lagere waarden voor de relatieve hoekverdraaiing, bijvoorbeeld $\beta = 0,25 \cdot 10^{-3}$ voor een gebouw van 10 m. Bij deze hoekverdraaiing ligt de grens voor verwaarloosbare schade in figuur 4.6 bij een horizontale rek van circa $0,49 \cdot 10^{-3}$. [Boscardin & Cording 1989] is dan conservatiever. Maar als de horizontale rek nul zou zijn dan is volgens Boscardin $\beta = 1,1 \cdot 10^{-3}$ de grens voor verwaarloosbare schade en in dit geval is de waarde $\beta = 0,25 \cdot 10^{-3}$ (kromtestraal van 20 km en gebouwlengte 10 m) maatgevend. Het grove rekriterium van 2 mm/m roept hier vragen op en is niet consistent met de fysische relatie tussen relatieve hoekverdraaiing en horizontale rek zoals gezien in het voorgaande. De kromtestraal van 20 km is voor kleine gebouwen en lage horizontale rekken zeer hoog op basis van de fysische relaties.

4.3 Samenvatting schadecriteria

Concluderend kan gezegd worden dat figuur 4.6 van [Boscardin & Cording 1989] een samenvatting is van alle in dit rapport genoemde criteria van voor die tijd. Het strengste criterium voor horizontale rek van Boscardin is hetzelfde of scherper dan alle andere die in de eerder genoemde literatuur gevonden zijn. Het strengste criterium voor relatieve rotatie van Boscardin is ook scherper dan de literatuurwaarden van voor die tijd met uitzondering van het criterium uit de derde kolom in de tabel van [Kratsch 1974] voor kleine gebouwlengten kleine horizontale rekken. Maar zoals gezegd is dit (kromtestraal) criterium uit [Kratsch 1974] niet consistent met het daar gestelde criterium voor de horizontale rek als de relaties voor een constructie in beschouwing genomen worden zoals deze door [Boscardin & Cording 1989] werden afgeleid.

De figuur 4.6 van [Boscardin & Cording 1989] heeft zo zijn beperkingen zoals aangegeven door [Burland et al. 2004]. Ze is namelijk berekend uitgaande van de veronderstelling dat schuifvervorming in de ligger altijd erger is dan de buigvervorming, hetgeen niet altijd het geval is. Verder hebben ze slechts voor bolle vervorming gerekend.

Ook is figuur 4.6 gebaseerd op een hoogte lengte verhouding van het gebouw, $H/L = 1$ en een rekstijfheid, schuifstijfheidsverhouding van $E/G = 2,6$ (homogene ligger met dwarscontractie 0,3). Toch heeft Polshin aangetoond dat voor grotere gebouwlengten, $2 < L/H < 8$, de toegestane doorbuigingsverhouding hoger komt te liggen. Dit geeft aan dat Boscardin voor $L/H \geq 1$ conservatief is.

Omdat voor veel gebouwfmetingen figuur 4.6 conservatief is en omdat de grootste holle kromming in de Usseleres op de locatie van de rijksweg is en ter plaatse van gebouwen en mogelijke toekomstige bebouwing in de Usseleres de bolle kromming maatgevend is, zal hier voor de toetsing op schade aan gebouwen gebruik worden gemaakt van figuur 4.6 van [Boscardin & Cording 1989].

5 Toetsing van de voorspellingen fases 1, 2 en 3 aan de criteria voor schade aan gebouwen

In hoofdstuk 3 zijn drie typen vervorming besproken die op kunnen treden in gebouwen. Bovendien zijn door [RESPEC 2006c] berekende maximum bodemvervormingen in de Usseleres voor fases 1, 2 en 3 na een periode van 100 jaar besproken. In hoofdstuk 4 zijn criteria gegeven voor schade aan gebouwen. In dit hoofdstuk worden de criteria vergeleken met de berekende maximum vervormingen in de grond.

Hier wordt nogmaals opgemerkt dat door de grotere stijfheid van gebouwen de werkelijke vervormingen in gebouwen altijd kleiner zijn dan de voor de bodem berekende waarden. Wel zullen de hier berekende waarden vergeleken worden met de besproken schadecriteria. De benadering is derhalve conservatief.

Samenvattend zijn in tabel 5.1 de maximum vervormingen in de Usseleres na 100 jaar weergegeven, zoals berekend door [RESPEC 2006c] voor de fases 1, 2 en 3.

vervorming	maximum waarde
kromming (hol)	0,00032/km
kromtestraal (hol)	3125 km
kromming (bol)	-0,00022/km
kromtestraal (bol)	4545 km
helling (scheefstand)	0,088 mm/m
hor. rek (trek)	0,027 mm/m
hor. rek (druk)	0,050 mm/m

Tabel 5.1 Maximum vervormingen uit de door RESPEC berekende voorspelling (Usseleres fases 1, 2 en 3)

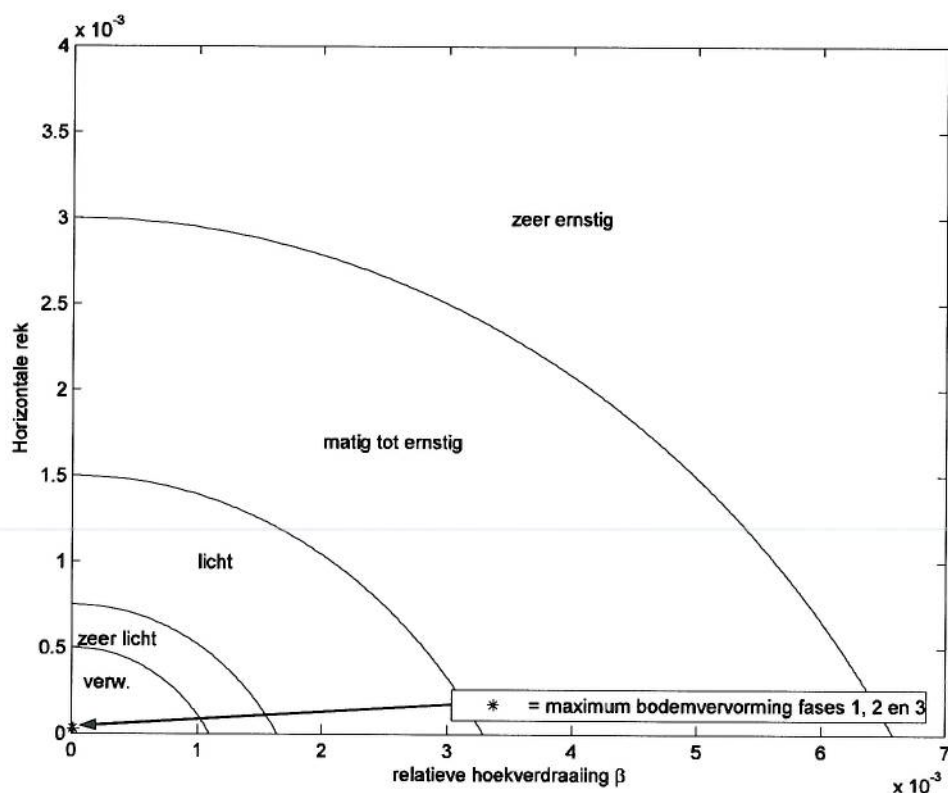
Met de in hoofdstuk 3 besproken methode kan uitgaande van een zekere gebouwlengte L de maximum relatieve rotatie β bepaald worden volgens $\beta = \frac{1}{2}\kappa L$ of $\beta = L/2R$. Om deze te berekenen gaan we uit van de maximum kromming (minimum kromtestraal), ongeacht of deze hol of bol is. Dus een kromtestraal $R = 3125$ km. Omdat de grootte van de toekomstige industriële panden in de Usseleres niet vastligt, wordt hier uitgegaan van verscheidene gebouwlengtes $L = 20, 50, 100$ m. De maximum relatieve rotatie voor fases 1, 2 en 3 na 100 jaar voor deze gebouwlengtes is weergegeven in tabel 5.2. Dus het langste gebouw geeft de grootste relatieve rotatie.

gebouwlengte [m]	maximum relatieve rotatie β
20	$3,20 \cdot 10^{-6}$
50	$8,00 \cdot 10^{-6}$
100	$1,60 \cdot 10^{-5}$

Tabel 5.2 Maximum relatieve rotatie in de Usseleres voor fases 1, 2 en 3 na 100 jaar bij verschillende gebouwlengtes

De berekende maximum relatieve rotatie voor 100 m gebouwlengte van $1,6 \cdot 10^{-5}$ is met de maximaal optredende horizontale trekrek van $0,27 \cdot 10^{-4}$, uitgezet in de schadefigiek van [Boscardin & Cording 1989] in figuur 5.1.

Voor de hier beschouwde bodemdalingsskom in de Usseleres ten gevolge van de Akzo zoutwinning voor fases 1, 2 en 3 na 100 jaar, liggen de berekende maximale horizontale rek en maximum relatieve rotatie dus ruimschoots in het gebied van geen of verwaarloosbare schade. Hierbij werd uitgegaan van de plek met maximum kromming en horizontale rek, op andere locaties in de Usseleres zijn de vervormingen nog kleiner. Zoals gezegd is de werkelijk optredende rek van een gebouw veelal kleiner dan de hier berekende rek voor de bodem in de bodemdalingsskom, een en ander als gevolg van de grotere stijfheid van het gebouw. Daarnaast is hier uitgegaan van een gebouwlengte van 100 m. Dergelijke lange gebouwen hebben meestal dilatatievoegen en kunnen een grotere relatieve rotatie hebben dan de hier gegeven criteria. De verwachting is daarom dat er geen of nagenoeg geen schade zal optreden als direct gevolg van de bodemdaling door zoutwinning.



Figuur 5.1 Weergave van de voorspelde bodemvervormingen na 100 jaar voor de fase 1, 2 en 3 in de schadefigiek van [Boscardin & Cording 1989].

6 Effect van de bodemvervorming door zoutwinning op bijzondere gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding

Naast de besproken invloed van de bodemvervorming op de bestaande gebouwen en de mogelijk te ontwikkelen industrie in de Usseleres, wordt in dit hoofdstuk het effect van de bodemvervorming op infrastructuur en de waterhuishouding besproken. Te denken valt aan riolering, (spoor)wegen, drinkwatervoorziening, landbouw. Daarnaast wordt kort gekeken naar bijzondere industrie, waar niet de structurele schade zoals in de voorgaande hoofdstukken is besproken een rol speelt, maar andere aspecten. Op deze zaken wordt in onderstaande paragrafen ingegaan.

6.1 Bijzondere industrie

In de voorgaande hoofdstukken is gekeken naar de eisen aan de maximum toelaatbare bodemvervorming zodat geen structurele schade aan gebouwen optreedt. In sommige gevallen kan het zijn dat een bepaalde industrie mogelijk strengere eisen stelt aan bodemvervormingen. Het gaat dan niet om de schade aan gebouwen zelf maar om productieprocessen goed te kunnen doen verlopen. Men kan hierbij denken aan zaken als:

- gevoelige industrie zoals microchips, ruimtevaart, float glas ovens, tandwielfabrikage (in micrometer nauwkeurigheid);
- zendmasten of radiotelescopen, waarbij een geringe scheefstand mogelijk al de werking negatief beïnvloed.

Indien dit soort industrie zich in de Usseleres wil vestigen dient men de voorspelde bodemvervorming door zoutwinning samen met de optredende autonome bodemdaling door andere (natuurlijke of niet-natuurlijke) invloeden in kaart te brengen en te toetsen aan de criteria die deze industrie met zich meebrengt.

6.2 Riolering

Bij een riolering zijn in het algemeen de volgende criteria van belang in verband met zettingen:

- het afschot;
- de relatieve rotatie.

Onder afschot wordt verstaan: de helling van het riool. Hierbij geldt dat die een bepaalde minimale waarde moet bezitten om een goede afvoer van vuil en vloeistof mogelijk te maken. Anderzijds kan een te groot afschot ertoe leiden dat het water te snel wegstroomt zodat niet alle vuil wordt meegenomen.

Een veel gebruikte eis voor het afschot van een niet onderheid riool is 1:200 à 1:500 dat wil zeggen 5 mm/m à 2 mm/m. Voor een onderheid riool zijn de eisen 1:750 à 1:1000 (dus 1,33 à 1 mm/m).

In dit geval is de voor fases 1, 2 en 3 berekende maximum scheefstand in de bodem ten gevolge van de zoutwinning 1:11400, zie hoofdstuk 3 en bijlage 1.2. Dit is factoren kleiner dan het afschot van het riool en daarom zal de zoutwinning daarom de werking van rioleringen niet nadelig beïnvloeden.

Voor een riolering onder vrij verval is niet alleen de restzetting, maar ook het restzettingsverschil over een rioolbuis van belang. Dit restzettingsverschil leidt namelijk tot een hoekverdraaiing. Tussen twee rioolbuizen wordt maximaal een hoekverdraaiing van circa 1° à $1,5^\circ$ toegestaan.

Voor een rioolbuislengte van 2,4 m betekent dit een maximale hoekverdraaiing van twee keer $0,70^\circ$, welke ongeveer gelijk is aan de maximaal toelaatbare hoekverdraaiing (relatieve rotatie).

De voorspelde relatieve rotatie voor de fases 1, 2 en 3 volgend uit de [RESPEC 2006c] berekeningen is vele factoren kleiner dan dit criterium. De zoutwinning zal daarom geen effect hebben op rioleringen.

6.2.1 Persleidingen

Voor een persleidingsysteem worden geen eisen aan de restzettingen gesteld. Dit type rioleringsysteem wordt ook bij voorkeur naast de weg gelegd, waardoor onderhoud en of het vergroten van de capaciteit tijdens de gebruiksfase eenvoudig blijft.

6.3 (Spoor)wegen

Het diepste deel van de bodemdalingskom ligt nabij Rijksweg 35, maar aangezien de voorspelde daling in de bodemdalingskom maximum slechts 50 mm is in 100 jaar voor fases 1, 2 en 3, zijn deze getallen verwaarloosbaar ten opzichte van de tijd dat het wegdek vernieuwd wordt. Voor spoorwegen geldt hetzelfde.

6.4 Waterhuishouding

Om te bepalen of de bodemdaling door zoutwinning in de fases 1, 2 en 3 een effect heeft op de waterhuishouding is gekeken naar de topgrafische atlas van Oost-Nederland. Daar is te zien dat de hoogteligging van het maaiveld in de Usseleres varieert en dat het centrum ongeveer 5 m hoger ligt dan de rand. Dit geeft ongeveer een verloop van 5 m hoogteverschil over 500 m afstand dus een helling van ongeveer 1:100. Zoals eerder gezien is de maximum helling ten gevolge van zoutwinning in fases 1, 2 en 3 in de Usseleres 1:11400. Dit is factoren flauwer, daarom zal de zoutwinning de oppervlaktewaterstromen niet merkbaar wijzigen.

6.5 Referentiepunten landmeting

In Nederland is er sprake van een autonome bodembeweging die zorgt voor een verandering in hoogtemerken. Indien er in de Usseleres referentiepunten voor geodetische landmeting/hoogtemeting aanwezig zijn, dient men rekening te houden met mogelijke daling over tijd van deze punten tengevolge van de bodemdaling door zoutwinning, naast de autonome bodembeweging.

Een correctie zou uitgevoerd kunnen worden op de metingen of er zouden nieuwe referentiepunten buiten het Akzo bodemdalingsgebied gekozen kunnen worden.

7 Conclusies

Voor de geplande fases 1, 2 en 3 uitbreiding van de zoutwinning van Akzo Nobel Base Chemicals op de locatie Usseleres is het effect van de bodemdaling na 100 jaar op gebouwen en infrastructuur bepaald.

De vervormingen in de bodem na 100 jaar voor fases 1, 2 en 3 zijn berekend door [RESPEC 2006c]. Uit deze berekeningen zijn de maatgevende scheefstand, relatieve rotatie (kromming) en horizontale rekken bepaald. Deze maatgevende waarden zijn vervolgens vergeleken met schadecriteria, zoals deze in de literatuur zijn beschreven. Wanneer de berekende vervormingen worden vergeleken met deze schadecriteria blijkt dat de vervormingen van de bovengrond als direct gevolg van de zoutwinning veel lager zijn dan de waarden voor de schadecriteria en dat de kans op schade verwaarloosbaar is.

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 kan onder zijn eigen belasting reeds de nodige vervorming hebben opgelopen of te lijden hebben gehad onder grondwaterwisselingen, natuurlijke klink, graafwerkzaamheden, verbouwingen, ouderdom, enzovoorts. Echter omdat de voorspelde vervormingen dermate klein zijn is de extra bijdrage van de zoutwinning aan de vervorming ook erg klein en in welke toestand een gebouw zich ook bevindt, die toestand zal nauwelijks wijzigen door toedoen van de zoutwinning.

Hoewel structurele schade aan gebouwen niet verwacht wordt dient men rekening te houden met het feit dat precisie-industrie mogelijk extra scherpe criteria heeft wat betreft scheefstand en kromming om het productieproces niet te verstoren. Momenteel is dergelijke industrie niet aanwezig. Indien dit soort industrie zich in de Usseleres wil vestigen dient deze de voorspelde bodemvervorming door zoutwinning samen met de optredende autonome bodemdaling door andere (natuurlijke of niet-natuurlijke) invloeden in kaart te brengen en te toetsen aan de voor die industrie gestelde criteria.

Voor de infrastructuur en waterhuishouding is het effect van de zoutwinning verwaarloosbaar. De rijksweg 35 loopt weliswaar bijna door het diepste punt van de kom voor fases 1, 2 en 3, maar de zakking is zo gering en verloopt zo langzaam dat deze verwaarloosbaar is ten opzichte van de tijd dat het wegdek vernieuwd wordt. Voor spoorwegen geldt hetzelfde.

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.

8 Referenties

[Bell 1987]

Bell, F.G. 1987: "Ground Engineers Reference Book",
Chapter 15 Subsidence

[Bjerrum 1963]

Bjerrum, L., 1963: "Allowable settlement of structures"
Vol. 2 of Proceedings from the European Conference on Soil Mechanics and
Foundation Engineering
Wiesbaden 1963

[Burland & Wroth 1974]

Burland, M.D., Wroth, C.P. "Settlement of buildings and associated damage."
Proc. Conf. on Settlement of Structures, Pentech Press, Londen, England, pp. 611-654

[Boscardin & Cording 1989]

Boscardin, M.D., Edward J. Cording 1989: "Building response to excavation-induced
settlement"
Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 1, Januari 1989

[Burland et al. 2004]

Burland, J.B., Mair, R.J., Standing, J.R., 2004
"Ground performance and building response due to tunneling"
Proc. Skempton Conf. Adv. Geotech. Eng., London, Mar. 2004, Vol. I, pp.

[GeoDelft 2006a]

"Effecten van bodemvervorming door zoutwinning van Akzo Nobel Base Chemicals BV,
winningsvergunningen Twenthe-Rijn en Twenthe-Rijn uitbreiding fases 1 en 3"
GeoDelft rapport, 424860-0004, versie 03 definitief, augustus 2006

[GeoDelft 2006b]

"Effecten van bodemvervorming door zoutwinning van Akzo Nobel Base Chemicals BV,
winningsvergunningen Twenthe-Rijn en Twenthe-Rijn uitbreiding fases 1, 2 generiek en 3"
GeoDelft rapport, 424860-0005, versie 02 definitief, augustus 2006

[Kratzsch 1974]

Kratzsch, H., 1974: "Bergschadenkunde"
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

[RESPEC 2006a]

"Usseleres Phase I, and Phase III Subsidence Modeling Results"
RESPEC report, RSI(RCO)-1477/6-06-20, june 2006

[RESPEC 2006b]

"Usseleres Phase I, II and III Subsidence Modeling Results"
RESPEC report, RSI(RCO)-1477/7-06/02, july 2006

[RESPEC 2006c]

"Usseleres Phase I, II and III Subsidence Modeling Results"
RESPEC report, RSI(RCO)-1477/12-06/02, december 20, 2006

[Sambeek 2000]

Sambeek, L. van, 2000: "An introduction to subsidence over salt and potash mining facilities"
Solution Mining Research Institute Fall 2000 meeting
San Antonio, Texas, USA, 15-18 October 2000

[Skempton & MacDonald 1956]

Skempton, A.W., D.H. MacDonald 1956: "The allowable settlements of buildings"
Proc. Institute of Civil Engineering, **5**, 3, 1956, pag. 727-768

[Polshin & Tokar 1957]

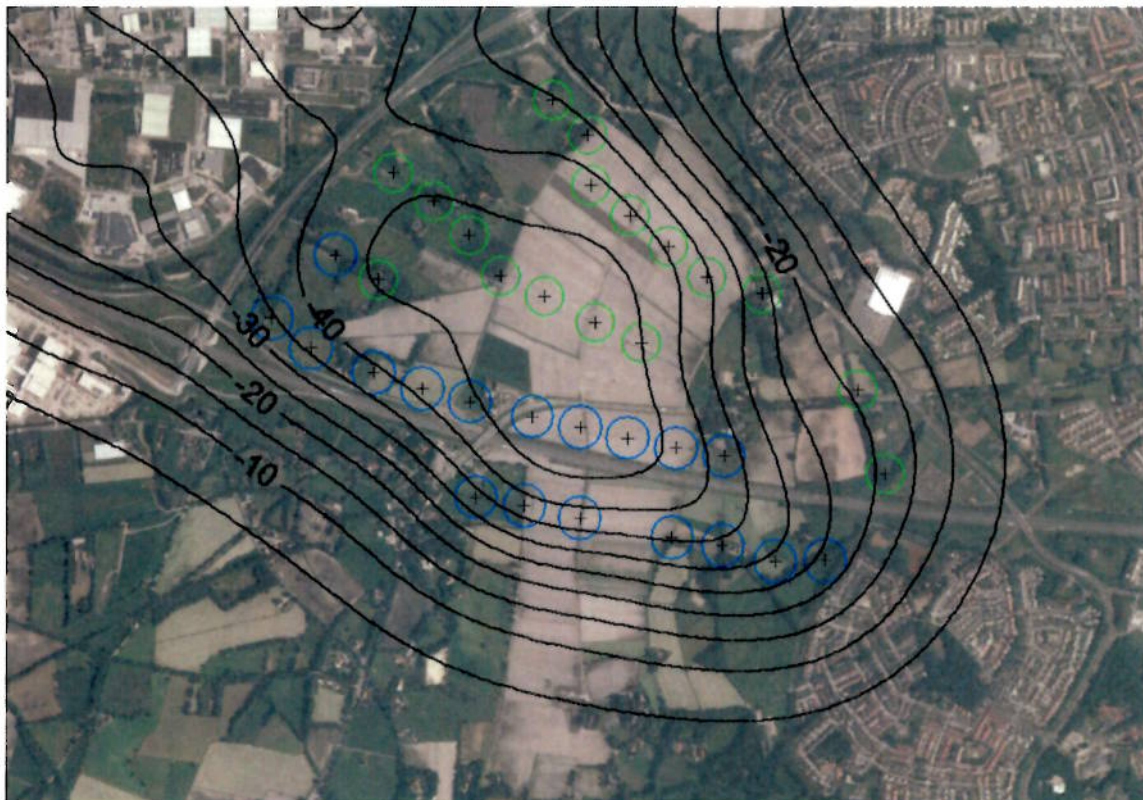
Polshin, D.E., R.A. Tokar 1957: "Maximum allowable non-uniform settlement of structures"

Proc. 4th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering
London, 1, 1957, pag. 402-406

Bijlage 1 Resultaten RESPEC berekening fases 1, 2 en 3 na 100 jaar

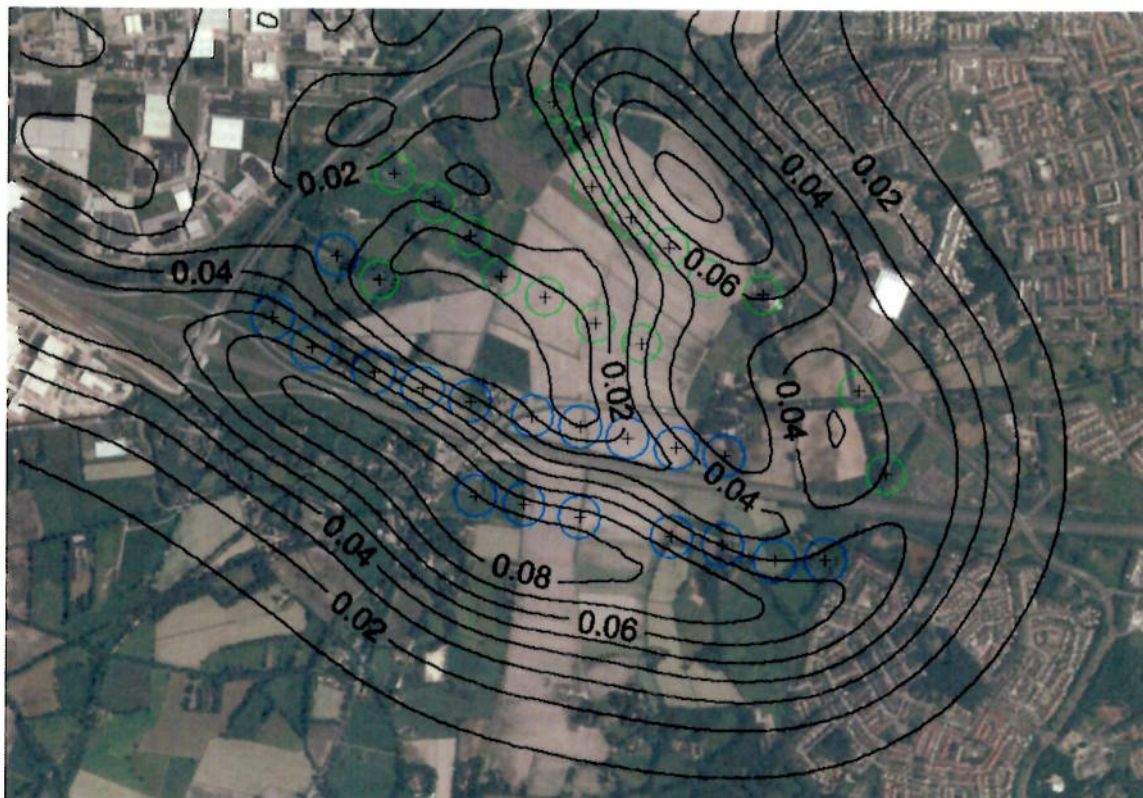
1.1. Bodemdaling Usseleres voor fases 1, 2 en 3 na 100 jaar in mm

Maximum bodemdaling is 50 mm



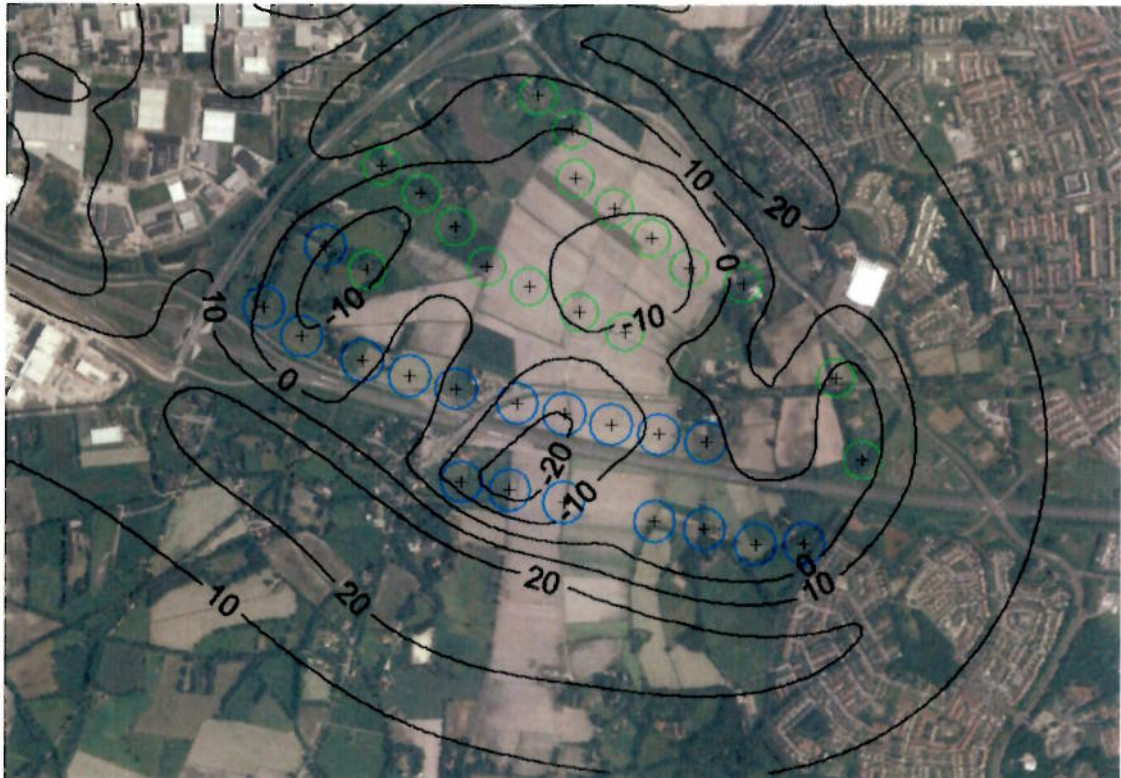
1.2. Helling in de Usseleres voor fases 1, 2 en 3 na 100 jaar in mm/m

Maximum helling is 0,088 mm/m



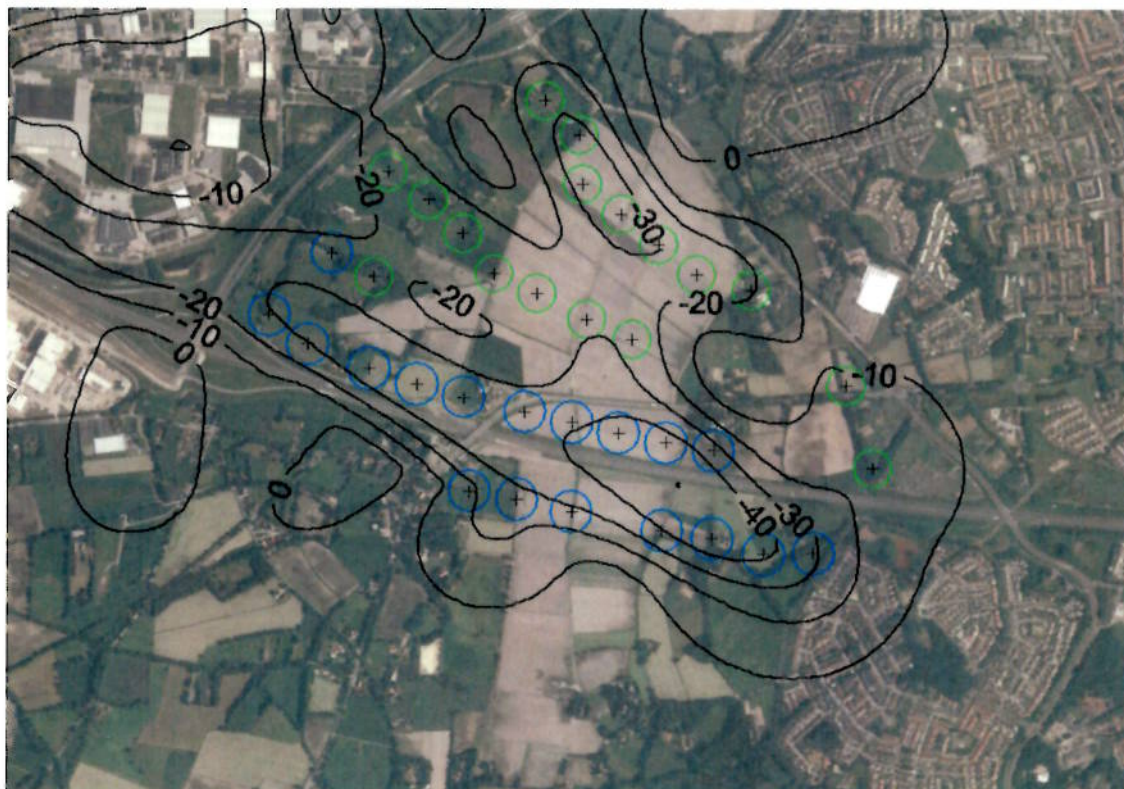
1.4. Trekrek in de Usseleres voor fases 1, 2 en 3 na 100 jaar in microstrain (0,001 mm/m)

Maximum trekrek 27 microstrain=0,027 mm/m.



1.5. Drukrek in de Usseleres voor fases 1, 2 en 3 na 100 jaar in microstrain (0,001 mm/m)

Grootste drukrek 50 microstrain = 0,050 mm/m.



Aan
Dienst Stedelijke Ontwikkeling en Beheer
Projectmanagementbureau Enschede
T.a.v. mevrouw S.B. Hafkenscheid
Postbus 173
7500 AD ENSCHEDE

Datum	Uw kenmerk	Ons kenmerk	Bijlage(n)
10 maart 2008	0800010637	8027654	
Contactpersoon		Doorkiesnummer	
Dr.ir. A.J.H.M. Duquesnoy		(070) 395 65 48	

Onderwerp
Second-opinion zoutwinning Akzo Nobel op Usseler Es Noord

Geachte mevrouw Hafkenscheid,

Per brief van 25 februari 2008 verzoekt u mij om een second-opinion over de mogelijke gevolgen van de zoutwinning van Akzo Nobel op de Usseleres Noord voor het aldaar geplande bedrijventerrein. Het gaat om de beoordeling van twee rapporten, die in opdracht van Akzo Nobel zijn opgesteld. Het eerste rapport, een External Memorandum van RESPEC Engineering (juli 2006), geeft een prognose van de bodemvervorming door zoutwinning. Het tweede rapport, opgesteld door GeoDelft (augustus 2006), onderzoekt de effecten van de bodemvervorming op gebouwen, infrastructuur en waterhuishouding. U heeft in de adviesaanvraag een aantal vragen gesteld, die ik hieronder graag beantwoord.

Beoordeling en verificatie van het RESPEC Memorandum

Het RESPEC Memorandum baseert de bodemdalingprognose op een caverne configuratie, die volledig is afgestemd op Akzo's richtlijnen voor Good Salt Mining Practice (GSMP). Voor deze configuratie, die bestaat uit parallelle rijen van cavernes op vastgelegde posities, bedraagt de zoutextractiegraad 18%. Bij besluit van 8 mei 2007 (kenmerk ET/EM/7031196) heeft de Minister van Economische Zaken ingestemd met het winningsplan Usseleres van Akzo Nobel. Door dit besluit ligt de caverne configuratie met bijbehorende extractiegraad officieel vast. In de RESPEC berekening van de bij deze specifieke configuratie optredende bodemdaling is één parameter, aangeduid met Yss, bijzonder doorslaggevend. De waarde voor Yss heeft RESPEC conservatief geschat uit waargenomen peilmerkdalingen boven lang bestaande cavernes in het boorterrein Hengelo. Staatstoezicht op de Mijnen (SodM) vond de toen gekozen waarde, en dus de voorspelde bodemdaling, aan de hoge kant. Een recent voltooide vervolgstudie van RESPEC (Surface Subsidence Update Hengelo Brinefield, februari 2008) heeft ons vermoeden bevestigd. Gemiddeld genomen blijkt de bodemdaling

boven caveerne clusters in het boorterrein Hengelo nauwelijks meer dan de helft te bedragen van wat RESPEC ten behoeve van de 2006 studie had geschat. Daarom acht ik het zeer waarschijnlijk, dat bij correcte uitvoering van het goedgekeurde winningsplan Usseleres, de bodemdaling na 100 jaar minder dan de voorspelde 5,3 cm (in het diepste punt van de dalingskom) zal bedragen. De dalingsnelheid zal dus ook kleiner zijn dan 0,5 mm per jaar.

In het Memorandum worden nog andere resultaten gepresenteerd, zoals de helling, horizontale rek en kromming aan maaiveld als gevolg van de verwachte schotelvorm 100 jaar na aanvang productie. Deze karakteristieke kenmerken van bodemvervorming heeft RESPEC met standaard rekenmethoden afgeleid uit de geometrie van de dalingschotel. Deze kenmerken zijn van belang om de consequenties van de bodemdaling voor gebouwen, infrastructuur en in mindere mate de waterhuishouding goed in te kunnen schatten. Daarover handelt het tweede rapport, dat de RESPEC berekeningen als uitgangspunt neemt voor een detailanalyse.

Beoordeling van het GeoDelft rapport

Het GeoDelft rapport vind ik een zeer nuttige publicatie. Het geeft een representatief en actueel overzicht van in de literatuur beschikbare criteria en richtlijnen voor de bepaling van schade aan gebouwen als functie van de gebouwvervorming. Deze criteria zijn algemeen toepasbaar, ook buiten het huidige Akzo Nobel kader, ter vaststelling van mogelijke gebouwenschade door bodemvervorming. GeoDelft hanteert in de studie een tamelijk conservatief uitgangspunt, namelijk dat de gebouwvervorming identiek is aan de bodemvervorming. In de praktijk zal de gebouwvervorming vrijwel altijd kleiner zijn dan de bodemvervorming vanwege de stijfheid en sterkte van het gebouw, wat zeker het geval is bij nieuwbouw met een stevige fundering. Na de nodige toelichting kiest GeoDelft voor een toetsing van de effecten van de bodemvervorming op de Usseleres met behulp van de schadecriteria van Boscardin en Cording. Deze criteria zijn gebaseerd op ervaringen in de mijnbouwindustrie en sluiten goed aan bij onderzoeksresultaten van TNO Bouw.

De conclusies van het GeoDelft rapport onderschrijf ik volledig. Een hoofdconclusie is, dat in welke toestand een (bestaand) gebouw op de Usseleres zich ook bevindt, die toestand nauwelijks zal wijzigen door toedoen van de zoutwinning. Voor infrastructuur en waterhuishouding is het effect van de zoutwinning verwaarloosbaar. Daarenboven wil ik er hier op wijzen, dat de uiteindelijke bodemdaling waarschijnlijk significant minder zal zijn dan waarmee GeoDelft in zijn studie rekening heeft gehouden. Ik vraag mij dan ook af of het voorbehoud, dat GeoDelft op basis van de zoutwinningseffecten maakt voor vestiging van sommige precisie-industrie op de Usseleres nog wel zo nodig is. De aanbeveling van GeoDelft om bij vestiging van dit soort industrie ook de autonome, niet door zoutwinning veroorzaakte, bodemvervorming te betrekken vind ik zeer verstandig.

Samenvattende conclusie

Mijns inziens heeft de gemeente Enschede – in redelijkheid en billijkheid - voldoende zekerheid om op de Usseleres een modern gemengd bedrijventerrein te ontwikkelen. Een

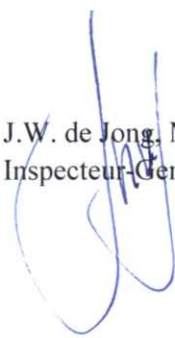


essentiële voorwaarde hierbij is, dat Akzo Nobel de zoutwinning precies conform het door de Minister van Economische Zaken goedgekeurde winningplan Usseleres en de GSMP-richtlijnen uitvoert. SodM houdt vanuit de rijksoverheid toezicht op een juiste gang van zaken. De enige ruimtelijke restrictie, die de zoutwinning met zich meebrengt, is de positie van de boorputten aan maaiveld, waaromheen de instelling van een (kleine) veiligheidszone noodzakelijk is. Dat aspect wordt nader geregeld in een VG-document, conform artikel 2.42f, ARBO besluit 1997, en paragraaf 3.2, ARBO regeling 2003.

Ik hoop u met deze brief naar wens te hebben geïnformeerd en ben beschikbaar voor verdere toelichting of vragen.

Met vriendelijke groet,

J.W. de Jong, M.Eng
Inspecteur-Generaal der Mijnen



Aan
Burgemeester en Wethouders Enschede
t.a.v. de heer M.H.Boswinkel
Afdelingshoofd Bestemmingsplannen
Postbus 20
7500 AA ENSCHEDE

Reg.nr.	20071032
Datum	19 FEB. 2009
ind. Ro	
Attentie	

Datum	Uw kenmerk	Ons kenmerk	Bijlage(n)
18 februari 2009	20071032 BWT	9034654	
Contactpersoon		Doorkiesnummer	
J.M. van Herk		070-379 84 30	

Onderwerp
Adviesaanvraag bodemdalingrisico bestemmingsplangebied "Usseler Es 2008" te Enschede

Geachte heer Boswinkel,

Naar aanleiding van uw brief van 18 december 2008, kenmerk 20071031 BWT, bericht ik u als volgt.

Op 25 februari 2008 hebt u van SodM een *second-opinion* gevraagd over twee rapporten over de gevolgen van toekomstige zoutwinning op de Usseler Es Noord. Het ging over een rapport van RESPEC Engineering, nr. 1477/7-06/02 van 6 juli 2006 en een rapport van GeoDelft, nr. 424860-0005 van augustus 2006¹. Deze *second-opinion* hebben wij afgegeven per brief van 10 maart 2008, kenmerk 8027654. In uw brief van 18 december 2008 vraagt u of SodM nog vier andere rapporten in haar beoordeling heeft betrokken. Het gaat over de rapporten van RESPEC nr. 1477/6-06/20 (July 6, 2006) en nr. 1477/12-06/2 (December 20, 2006), respectievelijk van GeoDelft nr. 424860-0004 (augustus 2006) en nr. 424861-0004 (februari 2007). De beoordeling van deze rapporten is volgens u noodzakelijk voor het bestemmingsplan "Usseler Es 2008".

Naar aanleiding uw vraag merk ik het volgende op:

1. De *second-opinion* die SodM in maart 2008 heeft afgegeven ging over twee zaken:
 - a. de rekenmethodiek van RESPEC respectievelijk GeoDelft
 - b. de uitkomsten van de berekeningen
2. Voor zowel RESPEC als GeoDelft geldt, dat de rekenmethodiek die zij hebben toegepast in alle genoemde rapporten dezelfde is. Wij staan nog steeds achter de beoordeling van beide methodieken, die we in maart 2008 hebben afgegeven.

¹ Volgens uw brief betrof het de rapporten RESPEC nr. 1477/6-06/20 resp. GeoDelft 424860-004, maar dat berust op een misverstand.



3. De rapporten gaan over verschillende aantallen cavernes en een verschillende situering van de cavernes. Het gevolg daarvan is, dat de uitkomsten van de berekeningen (kleine) verschillen vertonen.

Advies

Het is mijns inziens verstandig om uit te gaan van de uitkomsten van de meest recente rapporten. Die geven het meest correcte beeld van de uiteindelijke situering van de geplande cavernes, met de bijbehorende bodemdaling. Bovendien zijn die rapporten gebruikt voor de onderbouwing van het "winningsplan Usseleres fase 2a". Dit plan heeft een officiële status, omdat de minister van Economische Zaken ermee heeft ingestemd (besluit 5 augustus 2008, ET/EM/8095134). Uit dit plan blijkt –op basis van de rapporten van RESPEC- dat de bodemdaling door zoutwinning maximaal vier centimeter per eeuw bedraagt en dat de dalingssnelheid ten hoogste 0,5 mm per jaar zal bedragen. SodM staat achter deze cijfers. Het bodemdalingscijfer is iets lager dan wij vermeld hebben in ons advies van 18 maart 2008. Dat heeft echter te maken met een gewijzigde configuratie van cavernes.

Ten slotte

Evenals bij mijn advies van 18 maart 2008 merk ik op, dat de bodemdalingsprognose gekoppeld is aan het winningsplan. Als de cavernes niet worden gesitueerd en uitgeoogd overeenkomstig de winningsplannen Usseleres en Usseleres fase 2a, dan kan dat effect hebben op de dalingsprognose.

Ik ga ervan uit, dat uw vraag hiermee is beantwoord.

Met vriendelijke groet,

J.M. van Herk
Hoofd afdeling Geo-Engineering

