

Project	Onderzoek naar Gecombineerde Effecten van Meervoudige Mijnbouwactiviteiten (GEMMA) Opdrachtgever: Instituut voor Mijnbouwschade Groningen (IMG), in samenwerking met de landelijke Commissie Mijnbouwschade (CM)
Rapport nummer	01
Interne Referentie	
Datum	13 September 2024
Versie	08
Status	Final

Research into the combined effects of soil strains, soil curvatures and earthquake vibrations from multiple mining activities on damage in masonry


Onderzoek naar de gecombineerde effecten van bodemrekken, bodemkrommingen en aardbevingstrillingen door gestapelde mijnbouwactiviteiten op schade in metselwerk

Report

Client: IMG Project: GEMMA

Authors Paul Korswagen
 P.A.KorswagenEguren@tudelft.nl
 Michele Longo
 M.Longo@tudelft.nl
 Jan Rots
 J.G.Rots@tudelft.nl

Address Delft University of Technology
 Faculty of Civil Engineering and Geosciences
 Stevinweg 1, 2628 CN, Delft

 <p> Faculty of Civil Engineering and Geosciences Stevinweg 1 2628 CN Delft PO 5048 2600 GA Delft www.citg.tudelft.nl </p>	Extended Summary (in Dutch) and Technical Appendix		
	Title: Research into the combined effects of soil strains, soil curvatures and earthquake vibrations from multiple mining activities on damage to masonry		
	Author(s): Paul A. Korswagen E. Michele Longo Jan G. Rots		
	Date: September 13, 2024		
Client(s): IMG		Version: 08	Status: Draft
Project number:	Project name: Onderzoek naar gecombineerde effecten van meervoudige mijnbouwactiviteiten (GEMMA)		File reference:
Cite as: Korswagen P.A., Longo M., Rots J.G. (2024). Research into the combined effects of soil strains, soil curvatures and earthquake vibrations from multiple mining activities on damage to masonry. Delft University of Technology. Report Number 01, Final (v08), September 13, 2024.			

Copyright statement

All rights reserved. No part of this publication may be reproduced, stored in a retrieval system of any nature, or transmitted, in any form or by any means, electronic, mechanical, photocopying, recording or otherwise, without the prior written permission of TU Delft.

Liability statement

TU Delft and those who have contributed to this publication did exercise the greatest care in putting together this publication. However, the possibility should not be excluded that it contains errors and imperfections. Any use of this publication and data from it is entirely on the own responsibility of the user. For everybody who has contributed to this publication, TU Delft disclaims any liability for damage that could result from the use of this publication and data from it, unless the damage results from malice or gross negligence on the part of TU Delft and/or those who have contributed to this publication.

Samenvatting

Bewoners van gebieden waar meervoudige mijnbouwactiviteiten plaatsvinden, bijv. zoutwinning, gaswinning uit een klein veld, gaswinning uit het grote Groningenveld, gasopslag of andere mijnbouwactiviteiten, hebben te maken met directe effecten van diepe bodemdaling, indirecte effecten van diepe bodemdaling en met (herhaalde) trillingen. Aan de randen van het Groningenveld zullen deze effecten afzonderlijk mogelijk niet tot schade leiden, maar kan de stapeling ervan wél kritisch worden. In opdracht van het Instituut Mijnbouwschade Groningen (IMG) en de landelijke Commissie Mijnbouwschade is onderzoek uitgevoerd om een beter begrip en technisch inzicht te krijgen in de mate van schade en schade-verergering bij gestapelde mijnbouwscenario's.

Er zijn drie typen bodemvervormingen: (1) bodemkrommingen, ofwel verticale verschilverplaatsingen, met opwaartse buiging (hogging) of neerwaartse buiging (sagging), (2) bodemrekken, ofwel horizontale verschilverplaatsingen, met trek-rek bij opwaartse buiging en druk-rek bij neerwaartse buiging, (3) bodemtrillingen door aardbevingen. De krommingen en rekken zijn statische, langzaam in de tijd voortschrijdende vervormingen. De trillingen zijn dynamische, plotselinge gebeurtenissen. Diepe bodemdaling geeft voornamelijk rek en nauwelijks kromming. Ondiepe actoren zoals grondwaterstandsveranderingen (al dan niet indirect door mijnbouw), verdroging/vernattiging van klei of veen, of andere lokale effecten in de heterogene bodem of gewichtsveranderingen in het gebouw geven voornamelijk kromming en in mindere mate rek. Om schade aan gebouwen te kunnen voorspellen, is het dus nodig om het effect van krommingen, rekken en (repeterende) trillingen te kunnen toetsen, in verschillende combinaties. Dat is het doel van dit onderzoek.

Het lastige is dat grondvervormingen niet direct aan een gebouw worden opgelegd. Een vervorming op grote diepte moet eerste door het gehele grondprofiel en arriveert dan bij het gebouw. Het gebouw is doorgaans stijver dan de grond, zodat de bodemvervorming niet volledig wordt overgedragen op het gebouw. Kortom, er is een tweezijde interactie tussen grond en gebouw. Bovendien reageren zowel grond als gebouw sterk niet-lineair; de grond kan lokaal plastisch vervormen, en het gebouw kan geleidelijk scheuren. Deze continu veranderende relatieve stijfheid van grond en gebouw dient te worden meegenomen bij het voorspellen van schade.

In dit onderzoek zijn modellen met de eindige-elementenmethode toegepast. Daarbij is een 3D grondmassief volledig niet-lineair beschouwd, in combinatie met scheurvorming en scheurvoortplanting in metselwerkwallen. Eerst zijn verschillende combinaties van rekken en krommingen beschouwd, en vervolgens een stapeling daarvan met (herhaalde) trillingen. Een groot aantal variaties is doorgerekend, waaronder verschillende grondtypes, verschillende gevelafmetingen, verschillende openingspatronen in gevels, verschillende metselwerk-kwaliteiten. De focus lag op oudere gebouwen met metselwerkfunderingen. In totaal zijn 3500 modellen geanalyseerd. Telkens is de mate van schade (scheurwijdte, scheurlengte, scheuraantal) of schade-verergering (toename van schade gegeven een aanwezige initiële voorschade) geregistreerd bij toenemende intensiteit van de rek, kromming, en trilling. De resultaten zijn via een data-analyse verwerkt tot toegankelijke grafieken die de mate van schade of schade-verergering zichtbaar maken als functie van de bodemvervormingen. Met dit instrumentarium kan de kans op schade in metselwerkgebouwen worden ingeschat voor gestapelde scenario's. Vergelijkingen met bestaande kennis en literatuur, hoewel die minder is toegesneden op de specifieke gestapelde situaties zoals in Groningen en Drenthe, zijn opgenomen. Beperkingen van het huidige onderzoek alsmede aanbevelingen voor de toekomst zijn beschreven.

1. Table of Contents

SAMENVATTING	3
UITGEBREIDE SAMENVATTING.....	5
AANLEIDING.....	5
BODEMBEWEGINGEN DOOR MIJNBOUW	5
REKKEN, KROMMINGEN EN TRILLINGEN.....	5
STAND VAN DE KENNIS BIJ REK-KROMMINGS-COMBINATIES: GRAFIEK BOSCARDIN & CORDING	6
STAND VAN DE KENNIS BIJ TRILLINGEN: KWETSBAARHEIDSCURVES ALS FUNCTIE VAN PGV	7
DOEL VAN HET ONDERZOEK	8
BEPERKINGEN VOORGAAND ONDERZOEK.....	9
NIEUW ASPECT IN HET HUIDIGE ONDERZOEK	10
PROCES TOT VOLLEDIG GEKOPPELDE 3D NIET-LINEAIRE GROND-GEVEL BEREKENINGEN	10
TWE-TRAPS REKENMETHODIEK: ALLÉÉN-GROND MODELLEN EN GROND+GEVEL MODELLEN	13
OPZET VAN DUIZENDEN MODEL-VARIATIES	14
OBJECTIEVE SCHADEMAAT OM DE RESULTATEN TE INTERPRETEREN	15
RESULTATEN VOOR COMBINATIES REK EN KROMMING.....	16
VOORNAAMSTE DETERMINISTISCHE TRENDS UIT DE RESULTATEN	19
PROBABILISTISCHE UITWERKING VAN DE RESULTATEN	19
TRILLING IN COMBINATIE MET REK EN KROMMING.....	25
RESULTATEN VAN DE GECOMBINEERDE TRILLING + REK/KROMMING BEREKENINGEN	26
MEERDERE TRILLINGEN	27
BEPERKINGEN	27
SLOTOPMERKING.....	28
LITERATUURVERWIJZINGEN	29
BIJLAGE 1 OVERZICHT VAN DE MODELLEN (GEVEL-GEOMETRIËN, GROND- EN METSELWERKEIGENSCHAPPEN, BELASTINGEN) EN DE BEREKENINGSRESULTATEN	30
FARM-HOUSE FAÇADES: FAÇADE 01A AND FAÇADE 02A	30
DETACHED HOUSE FAÇADES: FAÇADE 03A AND FAÇADE 04A.....	31
GRONDPROFIELEN	33
METSELWERKKWALITEIT.....	33
INPUT STRAIN AND CURVATURE	34
DAMAGE VALUES OF DIFFERENT FAÇADES ON THE E-B GREENFIELD DIAGRAM	36
BIJLAGE 2 NUMERICAL SIMULATIONS ON THE EFFECT OF TEMPERATURE LOADINGS	46
FAÇADE ON SOIL BLOCK SUBJECTED TO TEMPERATURE VARIATION LOADINGS	46
FAÇADE ON RIGID FOUNDATION SUBJECTED TO TEMPERATURE VARIATION LOADINGS	49
CONCLUDING REMARKS	51
BIJLAGE 3 PROBABILITY CONTOURS FOR GREENFIELD SOIL HORIZONTAL STRAIN AND ANGULAR DISTORTION	53
CLUSTERING OF DATA POINTS.....	53
WEIGHTING OF MODEL RESULTS.....	54
EXPECTED VALUES OF Ψ	56
DISTRIBUTIONS AT THE CELL LEVEL.....	59
FRAGILITY CURVES AT RAYS	62
COMPARISON AGAINST EARLIER STUDIES	62
SENSITIVITY OF INFLUENTIAL MODEL FEATURES	64
SOIL PLAYS A KEY ROLE.....	65
LOGNORMAL SHAPE PARAMETERS	65
REFERENCES.....	69
BIJLAGE 4 SLIDE-PACK	70

Uitgebreide Samenvatting

Aanleiding

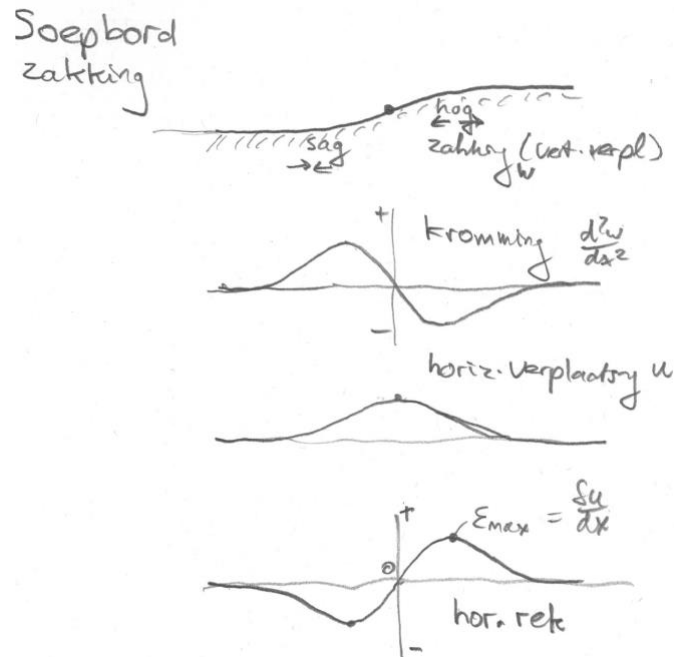
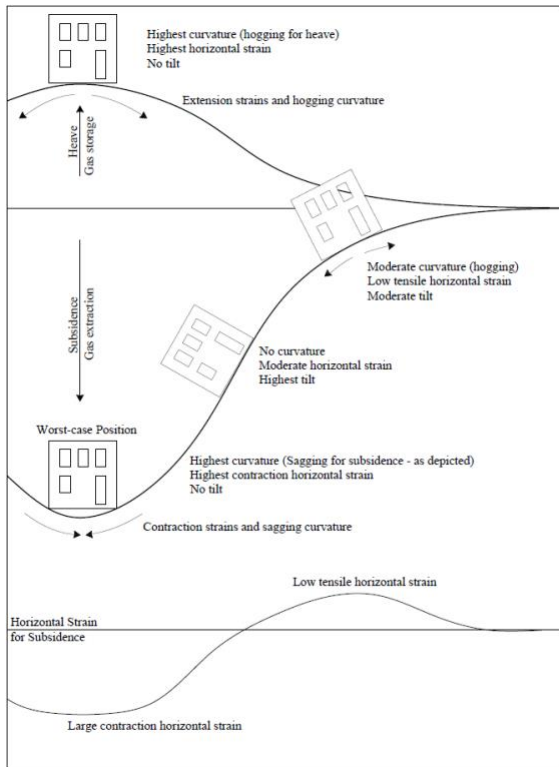
Bewoners van gebieden waar meervoudige mijnbouwactiviteiten plaatsvinden, bijv. zoutwinning, gaswinning uit een klein veld, gaswinning uit het grote Groningenveld, gasopslag of andere mijnbouwactiviteiten, maken zich zorgen over de gecombineerde effecten van bodemdaling/stijging en (herhaalde) trillingen die mogelijk nieuwe schade veroorzaken of bestaande schades verergeren. Waar de effecten afzonderlijk mogelijk niet tot schade leiden, zou de stapeling ervan wél kritisch kunnen worden. Het Instituut Mijnbouwschade Groningen (IMG), met als werkgebied het Groningenveld, de gasopslag bij Norg en de gasopslag bij Grijpskerk, en de landelijke Commissie Mijnbouwschade, met als werkgebied overige velden en overige mijnbouwactiviteiten, trekken gezamenlijk op en hebben behoefte aan kennis en beter inzicht in deze complexe gestapelde effecten. Doel is te komen tot onderbouwde en eenduidige methodieken voor schadebeoordeling en schadevergoeding. De onderzoeksvraagstelling aan TU Delft laat zich het best samenvatten door: het verkrijgen van een beter begrip en technisch inzicht in de mate van schade en schade-verergering die verwacht mag worden in metselwerkwallen bij verschillende gecombineerde niveaus van opgelegde bodemrekken, bodemkrommingen en bodemtrillingen als gevolg van gestapelde mijnbouwscenario's.

Bodembewegingen door mijnbouw

Mijnbouw kan leiden tot diepe bodemdaling en tot aardbevingen. De diepe bodemdaling leidt tot horizontale rekken en krommingen van de bodem, die, zodra ze doorgegeven worden aan een gebouw, schade kunnen veroorzaken. De aardbevingen leiden tot trillingen die eveneens schade kunnen veroorzaken. Dit zijn de directe effecten, over een groot gebied. De bodemdaling is een statische bodembeweging die veelal langzaam over de tijd voortschrijdt. De trillingen zijn dynamische bodembewegingen in enkele seconden die verspreid over een jaar kunnen voorkomen. Naast de directe effecten kan indirect, bijvoorbeeld door lokale waterpeilveranderingen als gevolg van diepe bodemdaling door mijnbouw, een lokale bodembeweging of verschilzetting onder het gebouw ontstaan.

Rekken, krommingen en trillingen

De statische bodembewegingen leiden tot rek en kromming van de bodem aan het oppervlak. De kromming kan opbuigend zijn (*hogging*) of doorbuigend (*sagging*) en de rek kan een horizontale trek-rek of een horizontale druk-rek zijn, afhankelijk van de positie in het bodemdalingsprofiel. Onderstaande figuren geven een impressie, voor een puntvormige mijnbouwactiviteit (met een 'kom' als bodemdalingsprofiel) of een meer uitgestrekte mijnbouwactiviteit (met een 'soepbord' als bodemdalingsprofiel). Deze impressies zijn in deze studie getoetst aan een aantal diepe-bodem modellen, die het kenmerkende verloop voor zowel het komvormige als soepbord-patroon bevestigden. Zodra dergelijke bodembewegingen worden doorgegeven aan het gebouw, kunnen in wanden trekspanningen ontstaan met scheurvorming als mogelijk gevolg. Naast de rekken en krommingen kunnen ook trillingen aanleiding geven tot trekspanningen en scheuren. Ook kan een gebouw nog een zuivere translatie of rotatie (scheefstand) ondergaan, maar dat levert geen scheurschade. Om de intensiteit van de bodembeweging door mijnbouw te karakteriseren, gebruiken deskundigen drie parameters: de horizontale rek ε , de relatieve hoekverdraaiing β (*angular distortion*, de kromming over de gebouwlengte) en de piek-grond-snelheid pgv (*peak ground velocity*).



Figuur S.1. Voorbeeld van bodemdalingsskom door lokale mijnbouwactiviteit (links) en bodemdaling'soepbord' bij een meer uitgestrekte mijnbouwactiviteit (rechts). Met indicaties van de optredende krommingen (opbuigend en doorbuigend) en horizontale rekken (trekrek bij opbuiging, drukrek bij doorbuiging).

Stand van de kennis bij rek-krommingscombinaties: grafiek Boscardin & Cording

De stand van de nationale en internationale kennis qua impact van statische bodembeweging op schade in metselwerkwallen laat zich het beste samenvatten door de grafiek van Boscardin & Cording [1]. De krommingsmaat staat langs de horizontale as, de rek-maat langs de verticale as. We zien concentrische ellipsvormige zones die overeenkomen met een classificatie van schade-toestanden, variërend van verwaarloosbaar (linksonder in de grafiek), zeer licht, licht, gematigd, zwaar tot zeer zwaar (rechtsboven in de grafiek). Ook zien we pijlen of richtingen in de grafiek die corresponderen met verschillende activiteiten in de bodem, variërend van diepe mijnbouw via ondiepe mijnbouw, ondertunneling en bouwput-ontgravingen tot 'gewone' zettingen door eigen gewicht van het gebouw al dan niet in combinatie met heterogene grond of grondwaterstandsfluctuaties onder de fundering. In het eerste geval loopt de vector zeer steil, vrijwel langs de verticale as, vooral rek en nauwelijks kromming. In het laatste geval vertrekt de rek-krommings-combinatie vrijwel langs de horizontale as, vooral lokale kromming, nauwelijks rek.

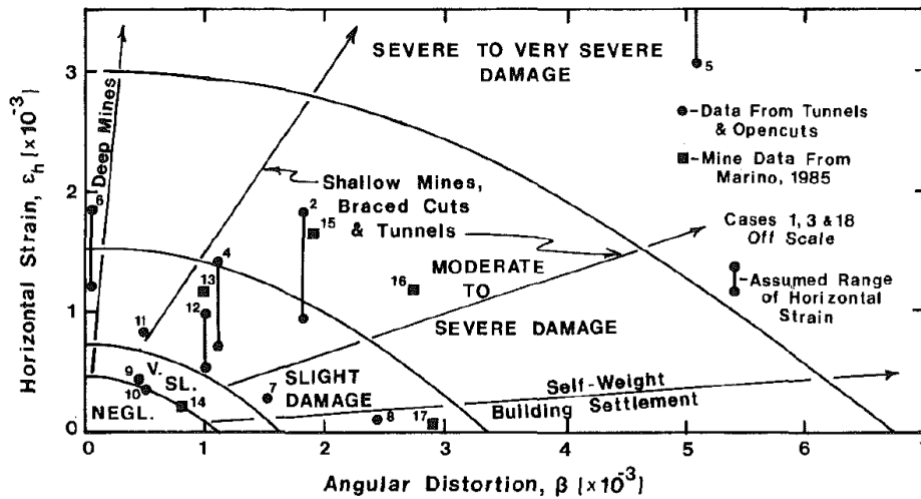


FIG. 4. Relationship of Damage to Angular Distortion and Horizontal Extension Strain

Figuur S.2. Grafiek Boscardin & Cording [1]. Schadeverwachting als functie van de combinatie van relatieve hoekverdraaiing (krommingsmaat) en horizontale rek. Bij verschillende activiteiten op, in en onder de bodem.

Stand van de kennis bij trillingen: kwetsbaarheidscurves als functie van PGV

Naast algemene richtlijnen voor trillings-hinder [2] zijn recent meer gedetailleerde kwetsbaarheidscurves voor de Groningse situatie opgesteld en vergeleken met internationaal beschikbare curves [3]. Dergelijke curves geven de kans op schade als functie van de opgelegde pgv , en dat bij verschillende niveaus van voorschade. Huizen hebben doorgaans voorschade, waaronder scheuren door belemmerde krimp of door opgelegde vervorming, schade door thermische effecten, door overbelasting, door veroudering, of door ongelijkmatige zettingen geïnduceerd vanuit het gebouw, vanuit de mogelijk gebrekkige fundering of vanuit de bodem onder de fundering. De curves geven dan de kans op schade-verergering bij verschillende niveaus van voorschade [3]. Daarnaast heeft onderzoek plaatsgevonden naar herhaalde trillingen, waarbij een benaderende formule is ontwikkeld die de verergering als functie van zowel het aantal als de intensiteit van de trillingen weergeeft [4].

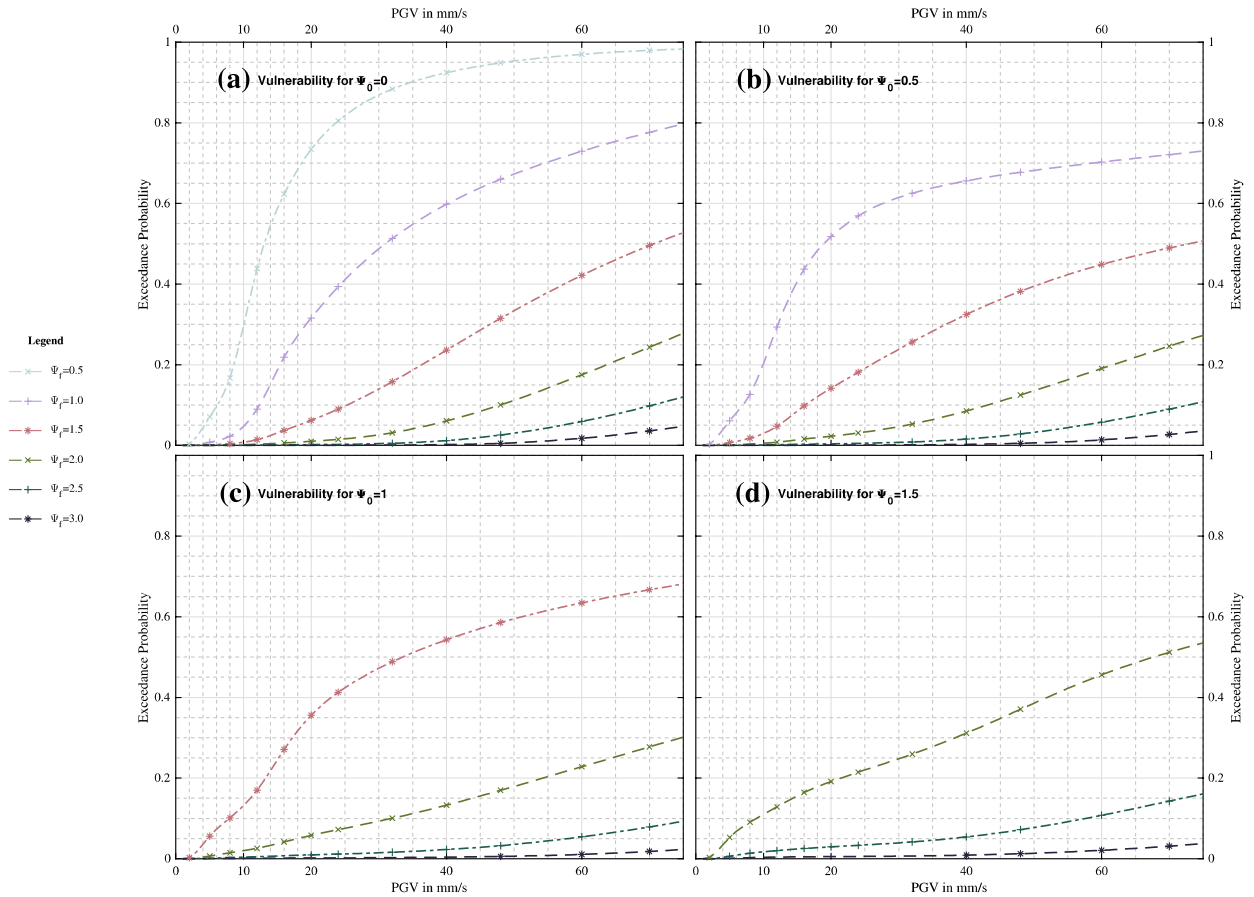


Fig. 12 Vulnerability or fragility curves obtained from the MonteCarlo simulation for four different values of initial condition (Ψ_0): **a** $\Psi_0=0$, no initial damage; **b** $\Psi_0=0.5$, damage invisible to the naked eye; **c** $\Psi_0=1.0$, barely visible damage with cracks around 0.1 mm in width; and **d** $\Psi_0=1.5$, clearly visible initial damage with cracks approximately 0.4 mm wide

Figuur S.3. Kwetsbaarheidsfuncties die de kans op een bepaalde mate van schade (psi-final) weergeven als functie van de opgelegde trillingsnelheid pgv, voor verschillende niveaus van aanwezige voorschade (psi-0) [3]. Voor een toelichting op ψ , zie pagina 11 van deze samenvatting.

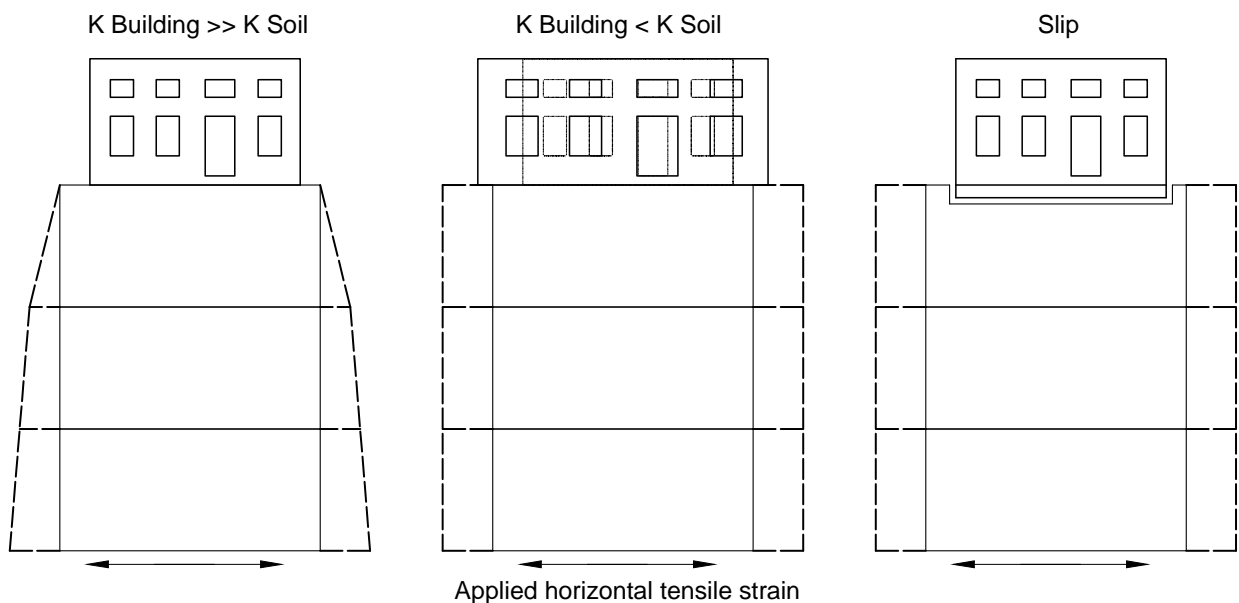
Doel van het onderzoek

Het doel van dit onderzoek is een eerste inzicht te verkrijgen hoe verschillende combinaties van mijnbouw-geïnduceerde ϵ , β en (herhaalde) pgv invloed hebben op de mate van te verwachten schade of schade-verergering, voor verschillende gebouwkarakteristieken en grondkarakteristieken kenmerkend voor de Groningse en Drentse situatie.

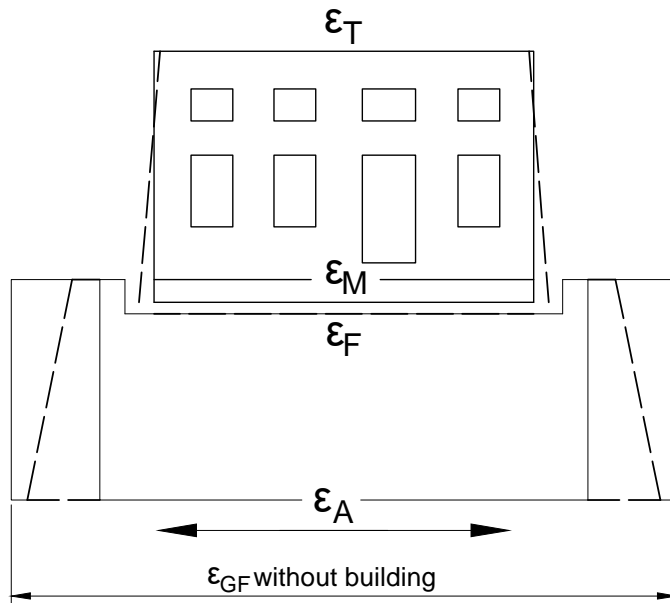
Het onderzoek bouwt voort op twee voorgaande onderzoeken. De eerste was een studie naar de directe effecten van diepe bodemdaling bij de gasopslag Norg en het Groningenveld, door TU Delft en TNO, dat aanvankelijk worst-case deterministisch van aard was en later grof-benaderend probabilistisch [5]. In die studie was er vooral rek, nauwelijks kromming. De tweede was een studie naar de schadekans bij indirecte effecten van diepe bodemdaling, zowel deterministisch als probabilistisch [6]. In die studie was er vooral kromming, nauwelijks rek. De huidige studie richt zich op verschillende combinaties van rek en kromming, ofwel verschillende paden vanaf de oorsprong in de Boscardin & Cording grafiek. En vervolgens op de ‘combinatie van die combinatie’ met trillingen en herhaalde trillingen.

Beperkingen voorgaand onderzoek

De internationaal opgebouwde kennis rondom de Boscardin & Cording grafiek kan niet klakkeloos worden overgenomen voor de Groningse situatie. Technisch gesproken zijn er beperkingen. We noemen er drie. Ten eerste wordt uitgegaan van lineair-elastisch gedrag van het metselwerk, en van constante, gemiddelde elastische stijfheden. In werkelijkheid zal het metselwerk geleidelijk scheuren (niet-lineair gedrag) en daardoor geleidelijk slapper worden bij blootstelling aan toenemende bodembeweging. Ten tweede zal de horizontale rek vanuit de relatief slappe grond slechts voor een beperkt deel worden overgedragen naar het gebouw, geïllustreerd in Figuur 4. Indicaties uit literatuur variëren van 5 tot 50% overdracht [5,6]. Hoe minder overdracht, des te minder schade. Het is opmerkelijk dat in de literatuur onduidelijk blijft of bij de schadebepaling de opgelegde vrije-veld grondvervormingen, de resulterende grondvervormingen vlak onder de fundering, of de gemeten vervormingen in een metselwerk-lintvoeg vlak boven de fundering gehanteerd dienen te worden, zie Figuur 5. Ten derde kan worden gesteld dat kalibratiewerk veelal plaats vond voor ondertunneling en bouwput-ontgraving en in mindere mate voor mijnbouw, en dat internationale bevindingen mogelijk onvoldoende rekening houden met specifiek Nederlands metselwerk, bouwwijzen en funderingen en Nederlandse zachte grond. Naast de technische is er de bestuurlijke context: de maatschappelijke onrust, de lastig-uitlegbare verschillen en de hantering van het bewijsvermoeden vragen om meer precisie, of op zijn minst een poging om zoveel mogelijk weetbare kennis te vergaren.



Figuur S.4. Voorbeeld van grond-constructie interactie voor een uniforme horizontale trek-rek aan de onderzijde. Links, relatief slappe grond en stijf gebouw (vaak voorkomend); midden, andersom (zelden voorkomend); rechts slip tussen grond en gebouw. K refereert naar stijfheid.



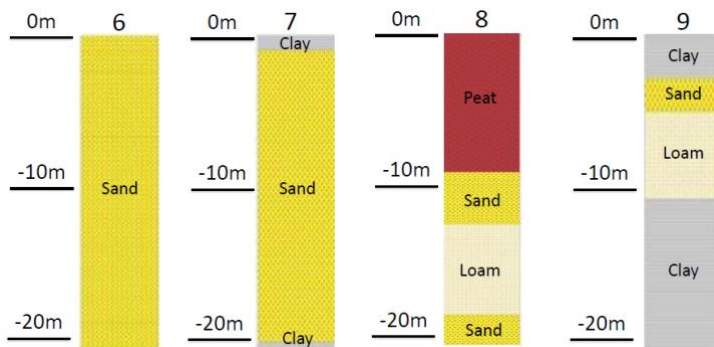
Figuur S.5. Vrije-veld (green field) horizontale rekken door mijnbouw, de wijze waarop ze zijn aangebracht in het model (applied), hoe ze zich manifesteren in de grond net onder de fundering (foundation), en hoe ze resulteren in gemeten rekken langs een metselwerklijntvoeg net boven de fundering (measured). Eenzelfde figuur kan worden gemaakt voor de overdracht van krommingen. Interactie van grond en constructie.

Nieuw aspect in het huidige onderzoek

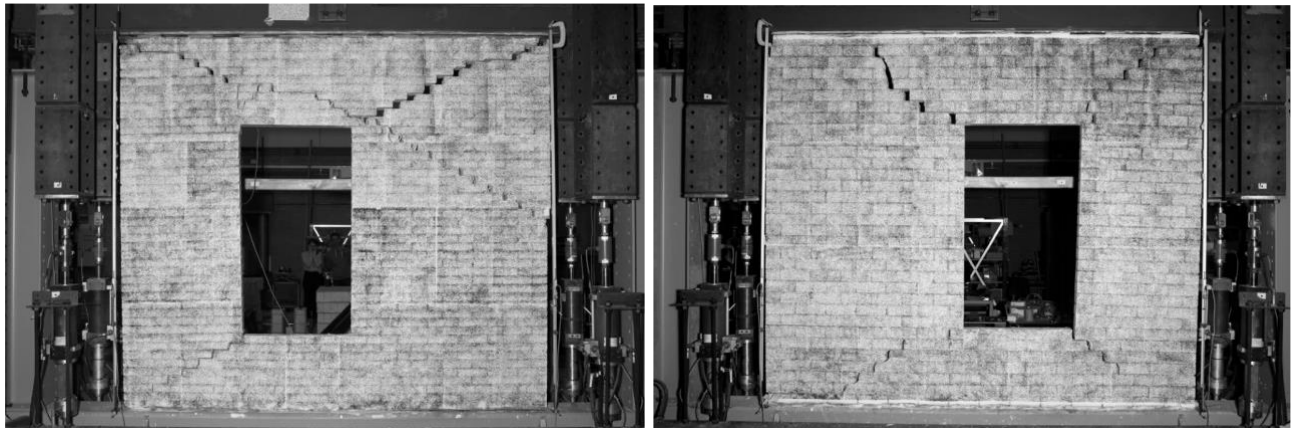
In [5] werden de horizontale rekken rechtstreeks opgelegd aan de fundering van het gebouw, met een worst-case van 100% overdracht, en variaties van lagere percentages van overdracht. Dit waren zogenaamde ontkoppelde berekeningen. In [6] werden de krommingen opgelegd aan een bedding onder het gebouw; de grond werd niet rechtstreeks gemodelleerd als een grondblok, maar als een vereenvoudigde lineair-elastische bedding. Dit is een zogenaamde semi-gekoppelde berekening. Voor de combinatie van rek en kromming in de huidige studie is besloten een verdiepingsslag te maken: volledig gekoppelde berekeningen, waarbij zowel de grond, het metselwerk en de grenslaag tussen grond en metselwerk niet-lineair worden gemodelleerd, en in 3D, om daarmee de problematiek van vlakke spanning voor de wand versus vlakke vervorming voor de grond te omzeilen. Voor het grondblok betekent deze niet-lineaire aanpak dat plastische vervorming en het ontstaan van afschuifvlakken onder het gebouw worden meegenomen. Voor de metselwerkgevels betekent het dat scheur-initiatie, scheurvoortplanting en scheurdoorslag worden meegenomen, en voor de grenslaag betekent het dat gaping en wrijvingslip worden verdisconteerd. Op deze wijze wordt de tweezijdige interactie tussen grond en gebouw in rekening gebracht, zie impressie Figuur 8.

Proces tot volledig gekoppelde 3D niet-lineaire grond-gevel berekeningen

Het proces om te komen tot de volledig gekoppelde 3D berekeningen kenmerkte zich door een stapsgewijze aanpak. Via een aanloop lineaire grond – lineaire gevel, lineaire grond – niet-lineaire gevel, naar uiteindelijk niet-lineaire grond – niet-lineaire gevel, is geleidelijk complexiteit toegevoegd. Een groot deel van het werk omvatte ook de opzet, validatie, cross-validatie en parameterbepaling van de niet-lineaire materiaalmodellen voor grond, voor negen verschillende Nederlandse grondprofielen, Figuur 6. Daartoe zijn de resultaten van het eindig-elementenprogramma DIANA vergeleken met die van Plaxis. Voor de validatie van niet-lineaire metselwerkmodellen is gebruik gemaakt van laboratoriumexperimenten op wanden en gevels, beschreven in eerdere studies en recente aanvullende experimenten, Figuur 7.

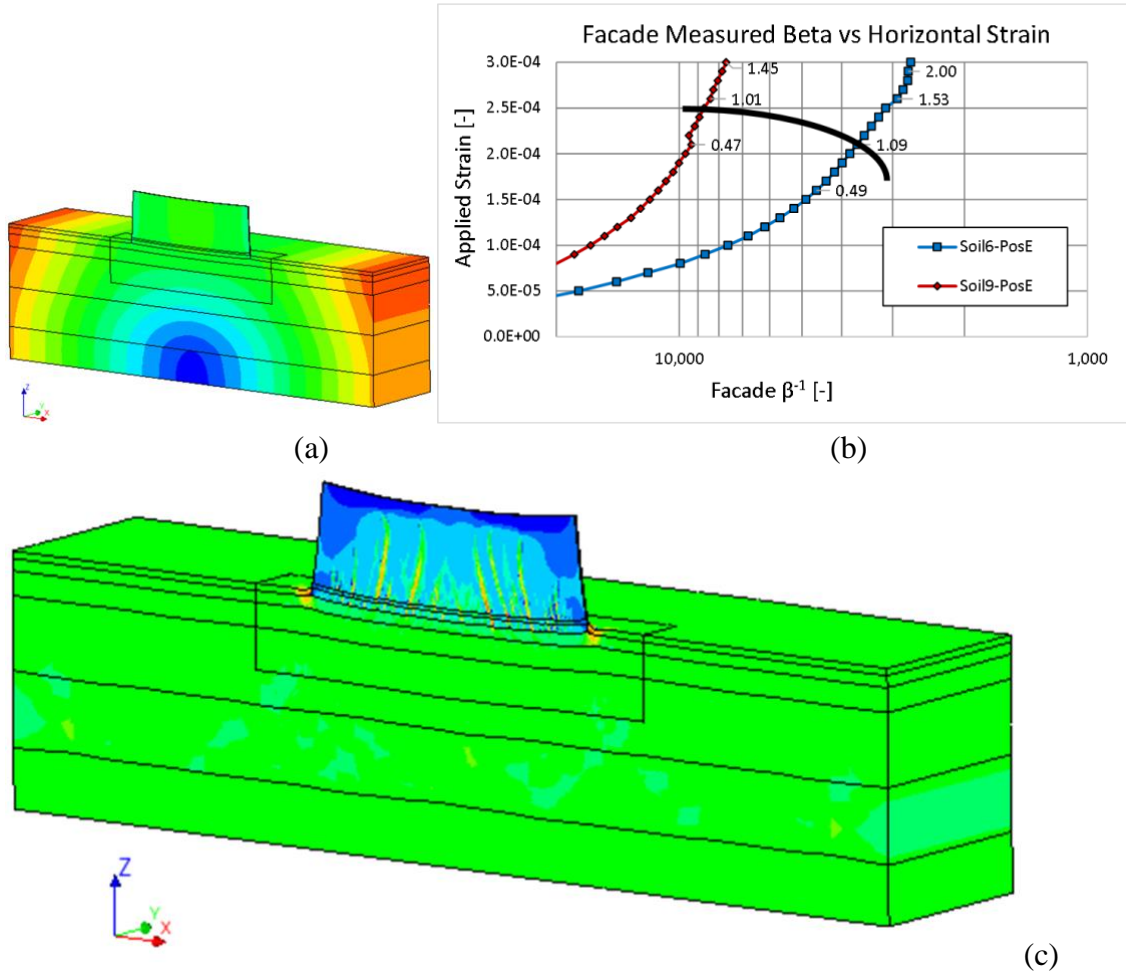


Figuur S.6. Voorbeelden van kenmerkende grondprofielen zoals gemodelleerd in deze studie, met 6 en 9 als extremen.



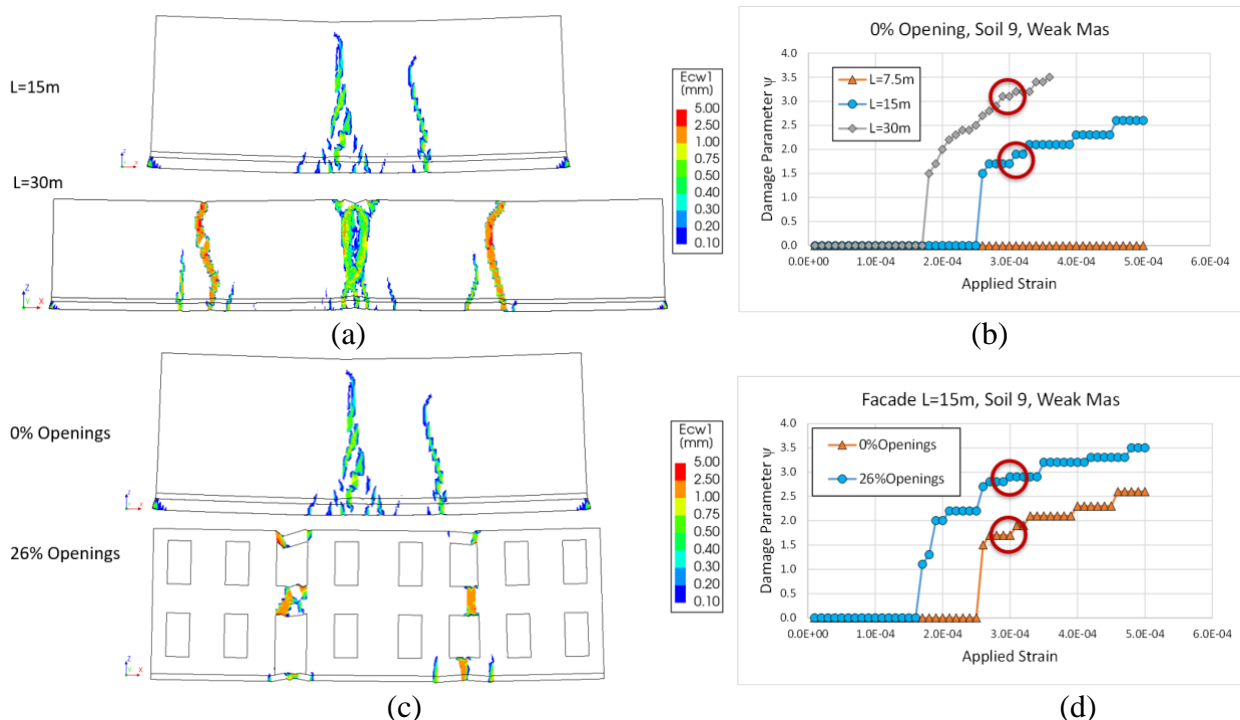
Figuur S.7. Laboratorium-experimenten op wanden, gebruikt ter validatie van constitutieve modellen voor metselwerk.

De conclusie van de aanloop-berekeningen is dat de 3D niet-lineaire gekoppelde grond-gevel modellen haalbaar zijn en verklaarbare resultaten leveren, met inclusie van het werkelijk gedrag van grond, metselwerk en grenslaag. Daarnaast is de conclusie dat het overdrachtspercentage van horizontale rek van grond naar gevel tussen de ca. 20 en 50% ligt, afhankelijk van o.a. de relatieve stijfheid van grond versus gebouw, de gebouwlengte en de mate van optredende schade. Dit correspondeert met bevindingen uit de literatuur. Ook is geconstateerd dat rek en kromming niet stand-alone kunnen optreden; een opgelegde rek zal onder het gebouw ook een kromming geven, en andersom zal een opgelegde kromming ook een rek geven. Figuur 8 geeft een impressie.



Figuur S.8. Impressie van de aanloop tot de 3D gekoppelde berekeningen, met niet-lineair gedrag van grond, gevel en interface. Voorbeeld van een model met verplaatsingen (a), grafiek van berekende schade als functie van relatieve hoekverdraaiing en rek (voor twee verschillende typen grond, grond 6 en 9 uit Figuur 6) in (b), en voorbeeld van resulterende scheuren in de gevel (c).

Ook zijn in deze aanlooffase al variatiestudies verricht om een eerste gevoel te krijgen over de invloed van het geveltype op de mate van overdracht van horizontale grondrek naar het gebouw. Figuur S.9 geeft een impressie van die overdracht, voor verschillende lengte/hoogteverhouding van de gevel, en voor het wel of niet aanwezig zijn van openingen in de gevel.



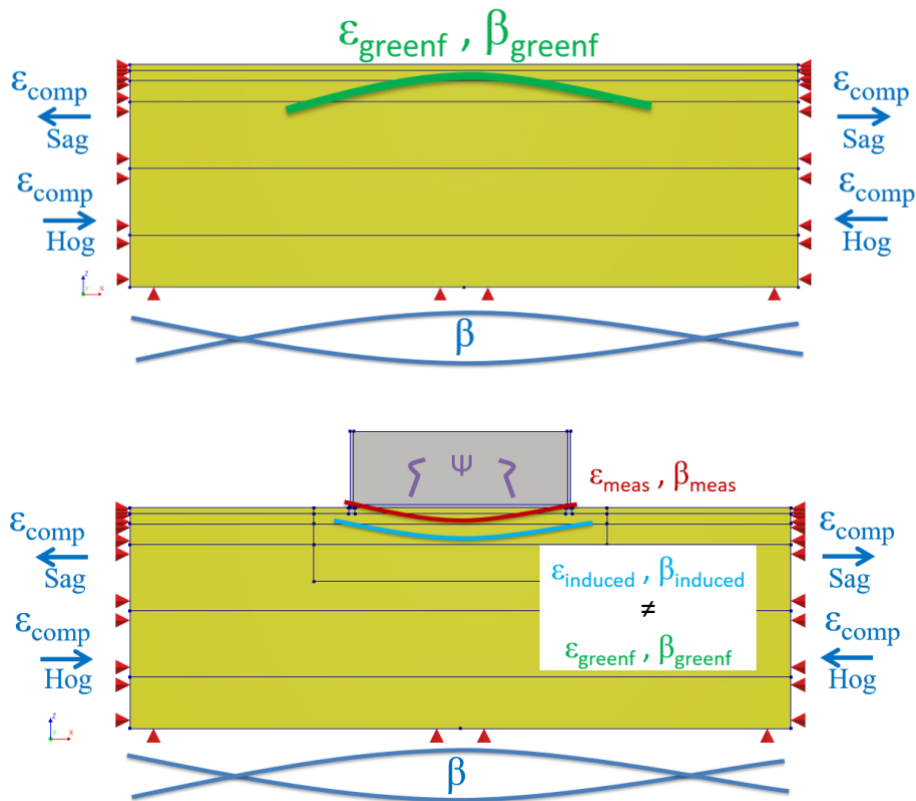
Figuur S.9. Voorbeeld van aanloopberekeningen met alleen een opgelegde bodemrek, geen opgelegde bodemkromming. Impressie van invloed van gevellengte (a, b) en gevelopeningen (c, d) op de voorspelde schade.

Twee-traps rekenmethode: alléén-grond modellen en grond+gevel modellen

Na bovenstaand vooronderzoek is een twee-traps rekenprocedure ontwikkeld. De eerste stap is een berekening van de grond alléén (nog geen gevel er op), waarbij de mijnbouw-geïnduceerde grondvervormingen aan de randen van het grondblok worden opgelegd: rekken worden ter linker- en rechterzijde opgelegd, en krommingen aan de onderzijde. Omdat bij het opleggen van een zuivere kromming bleek dat ook een rek optrad, is een methode met 'compensatie-rek' ontwikkeld, die het mogelijk maakt om meerdere paden in de Boscardin & Cording grafiek te kunnen bewandelen. Uit deze eerste stap wordt de rek en kromming aan het vrije maaiveld (green field) bepaald, alsof er geen gebouw aanwezig zou zijn. Deze green field rek en kromming worden gebruikt om een vernieuwde Boscardin & Cording grafiek te vullen. Dit sluit aan op de geotechnische praktijk waarin het gebruikelijk is om de green field rekken en krommingen uit modellen of benaderingsformules te gebruiken als ingang voor dergelijke grafieken.

De tweede stap is een berekening met het volledig gekoppelde model van grond+gevel. Uit deze tweede stap wordt de optredende scheurschade berekend die ontstaat ten gevolge van de interactie van grond en gebouw, waarbij aan de buitenranden van het grondblok dezelfde mijnbouw-geïnduceerde condities worden opgelegd en ge-incrementeerd als bij de eerste-trap berekening. De berekende mate van schade kan dan weergegeven worden in een updated Boscardin & Cording grafiek met bovenstaande green field rek en kromming langs de assen. In de berekeningen worden ook de andere belastingen, zoals eigen gewicht en rustende belasting van het gebouw, en initiële grondspanningen meegenomen, in een gefaseerde analyse.

Figuur 10 illustreert de twee-traps aanpak.



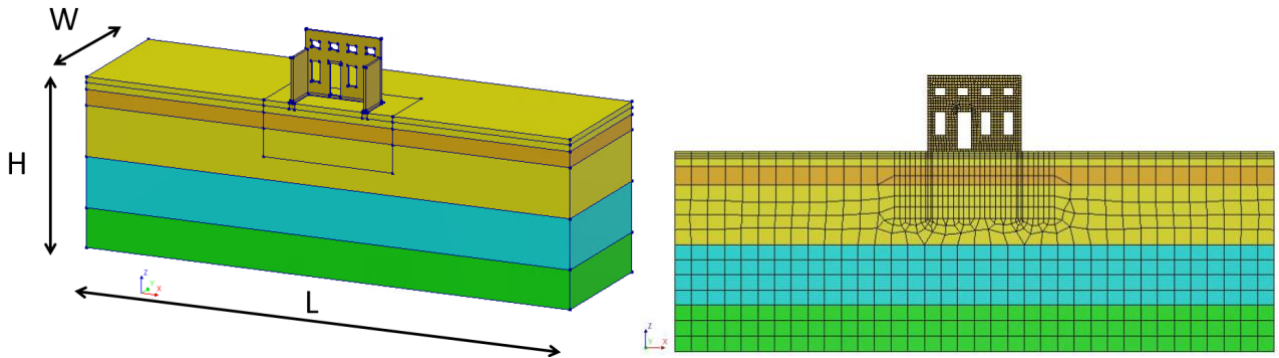
Figuur S.10. Vereenvoudigde weergave van de twee-traps rekenmethodiek. Boven: grond+gevel model. Onder: grond+gevel model. Beneden, links en rechts worden mijnbouw-geïnduceerde krommingen en rekken aangebracht. Vrijeveld (green field) rekken en krommingen aan het oppervlak worden bepaald met het grond+alleen model, de eerste stap. Scheurschade (ψ) wordt berekend met het gekoppelde grond+gevel model, de tweede stap.

Opzet van duizenden modelvarianties

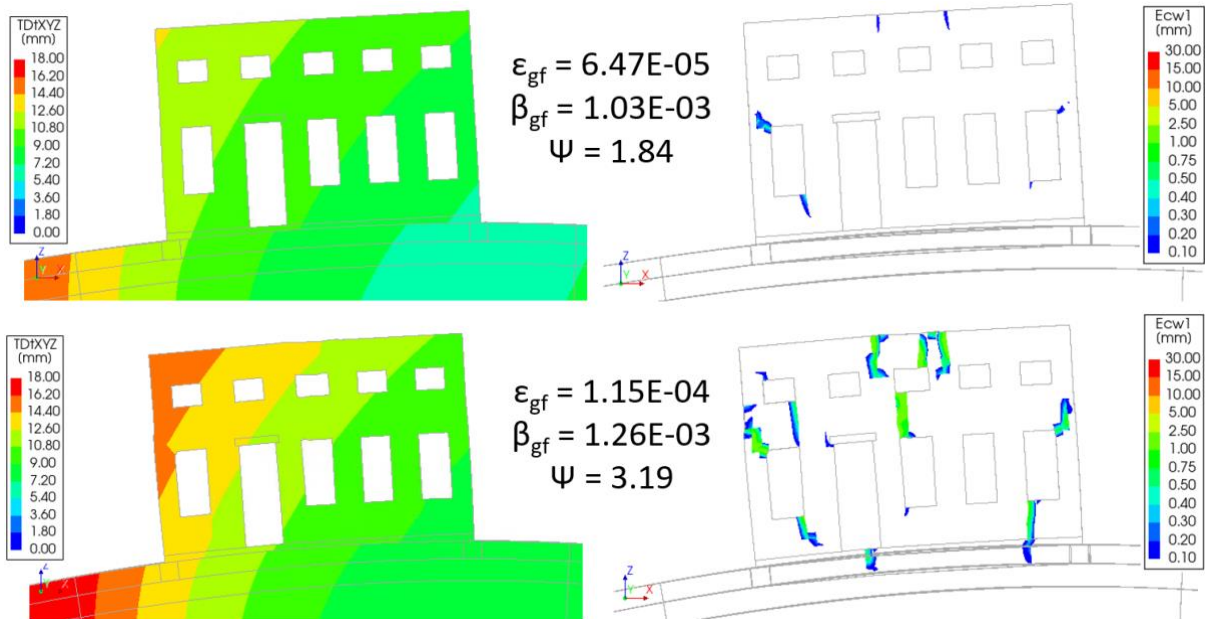
Met bovenstaande methode is vervolgens een groot aantal variatie- en gevoeligheidsstudies uitgevoerd:

- 22 belastingpaden in de Boscardin-Cording grafiek, waarvan 2 zuivere rek, 4 zuivere kromming (symmetrisch opbuigend, asymmetrisch opbuigend, symmetrisch doorbuigend, asymmetrisch doorbuigend), en 4 maal 4 combinaties van rek met kromming;
- 2 grondtypen, een stugge zandgrond en een flexibele klei/veengrond, die kunnen worden gezien als uitersten (grondprofielen 6 en 9 van Figuur 6);
- 3 metselwerkkwaliteiten, zwak, gemiddeld en sterk;
- 26 verschillende geveltypen, uitgaande van 2 basistypen, met variaties in lengte, hoogte, openingspercentage en openingspatroon, en met twee zijwanden (flenzen); de basistypen reflecteren een vrijstaand huis en een boerderij-gevel van baksteenmetselwerk pre-1945 met metselwerkfundering.

Dit telt op tot 3432 gekoppelde niet-lineaire 3D grond+gevel en grond+alleen analyses. Een overzicht van de belastingpaden, grondtypen, metselwerkkwaliteiten en geveltypen is terug te vinden in bijlage 1. Figuur 11 toont het uiteindelijk gebruikte 3D model, waarbij ook de twee 'flenzen' aan de gevel zichtbaar zijn, als toevoeging na de aanloopmodellen. Ook is een zij-aanzicht van het toegepaste elementennet getoond. Figuur 12 geeft een impressie van resultaten van deze definitieve modellen, in termen van verplaatsingen (overdreven getekend) en scheurpatronen.



Figuur S.11. Grond+gevel model. Geometrie (links) en elementennet (rechts), $L=45m$, $W=12.5m$, $H=15m$.

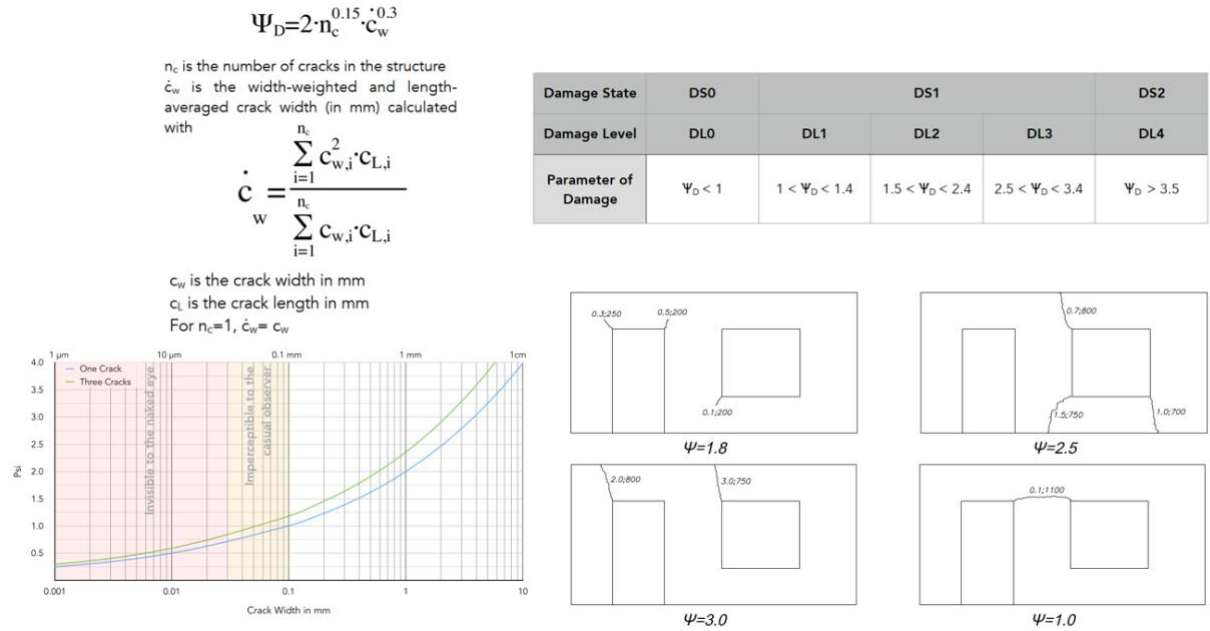


Figuur S.12. Voorbeeld van een resultaat van de volledige gekoppelde grond+gevel modellen. Verplaatsingen (links) en hoofdscheurwijdte (rechts, combinatie van scheurwijdte en scheurparallelverplaatsing). Voor de casus van gevel F01C, standaard materiaal, onderworpen aan hogging profiel 1, 100% compensatie. Resulterende schade voor twee verschillende niveaus van opgelegde maaiveldrekken en maaiveldkrommingen, boven $\Psi=1.84$, onder $\Psi=3.19$ (Ψ is de schademaat, zie onderstaande alinea).

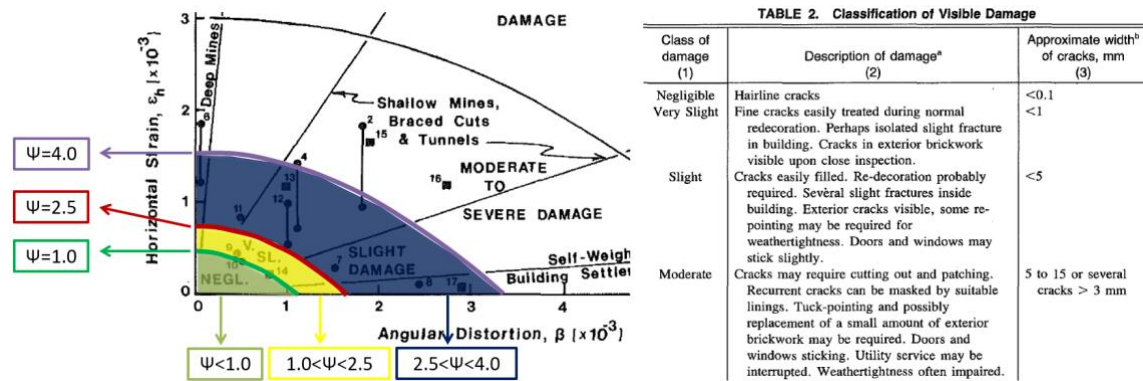
Objectieve schademaat om de resultaten te interpreteren

De schade-classificatie gehanteerd door Burland & Wroth [7], Boscardin & Cording [1] en vele anderen laat ruimte voor wisselende interpretatie en oogt onvoldoende robuust voor de zorgvuldigheid die in Groningen en aan de randen van Groningen gewent is. Zo wordt de laagste categorie ‘negligible’ aangeduid met ‘scheuren met wijdte < 0.1 mm’ zonder te spreken over het aantal scheuren of de lengte ervan, en wordt de categorie ‘moderate’ gekoppeld aan scheur(en) met wijdte 5 tot 15 mm maar ook aan ‘several cracks > 3mm width’ wat nogal een verschil is. Om die redenen is in deze studie gebruik gemaakt van een nieuwe, continue, scalaire schademaat Ψ (psi) die zowel de wijdte, de lengte als het aantal scheuren objectief representeert in één getal [8]. De maat kan in totale zin als psi-final, maar ook in incrementele zin als een delta-psi ($\Delta\Psi$) bovenop een initiële psi-0 gehanteerd worden. Dit maakt het mogelijk ook schade-verergering bovenop een voorschade meetbaar te duiden. Een waarde $\Psi=1.0$ komt overeen met één scheur van 0,1 meter lengte en een net voor het blote oog zichtbare scheurwijdte van 0,1 mm, maar kun je ook zien als drie scheuren met eenzelfde lengte en een nog onzichtbare wijdte van 0,05 mm. Een waarde $\Psi=2.5$ komt overeen met één scheur 2 mm wijd of drie scheuren 1 mm wijd, en een waarde $\Psi=4.0$ kun je interpreteren als één scheur 10 mm wijd of drie scheuren 5 mm wijd, steeds met dezelfde lengte van 0,1 meter, zie Figuur 13. De maat maakt het mogelijk verschillende situaties objectief te vergelijken en refereert naar de

zichtbaarheid maar ook de “repareerbaarheid” van de schade. De maat correleert aan de schaal van Boscardin & Cording volgens Figuur 14. Die correlatie is gebruikt in de visualisaties van de berekeningsresultaten. In een later stadium, bij de probabilistische uitwerking in appendix C, is na voortschrijdend inzicht nog een beperkte aanpassing gedaan; daar is de overgang van very slight naar slight damage niet gesteld bij een Ψ van 2,5 maar van 2, en de overgang van slight naar moderate damage niet bij een Ψ van 4,0 maar van 3,5, zie Figuur C.3b. Dat is beperkt conservatiever dan volgens Figuur 14.



Figuur S.13. Definitie en formulering van de schademaat Psi, die zowel het aantal scheuren als de wijdte en lengte ervan weergeeft in één getal.



Figuur S.14. Correlatie tussen de psi-schademaat en de classificatie van Burland, Boscardin, Cording en anderen.

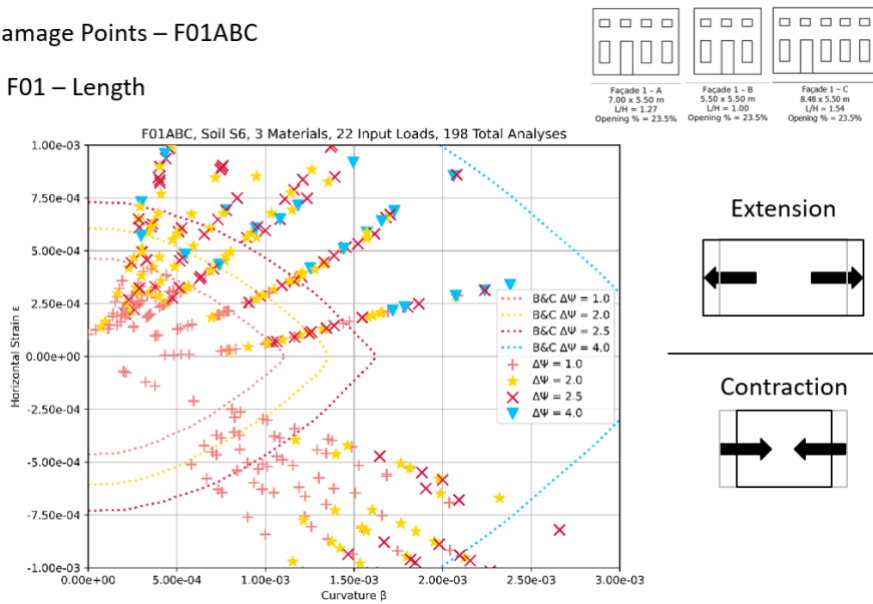
Resultaten voor combinaties rek en kromming

Met bovenstaande aanpak kan voor alle berekeningen een grafiek geproduceerd worden die de mate van schade weergeeft bij toenemende rek en kromming voor elk van de paden in de Boscardin-Cording ruimte. Deze grafieken zijn opgenomen in bijlage 1, gesegregeerd voor verschillende subsets. De grafieken bieden IMG en CM de mogelijkheid te verwachten schadeniveaus te koppelen aan optredende bodemrekken en bodemkrommingen door mijnbouw, voor verschillende typen gevels en verschillende typen grond.

We tonen enkele voorbeelden. Figuur 15 geeft de resultaten voor geveltype F01, met drie verschillende lengtes, drie metselwerkkwaliteiten en voor de stugge zandgrond.

Damage Points – F01ABC

F01 – Length



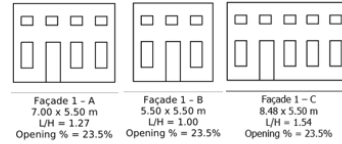
Figuur S.15. Modelresultaten voor geveltype F1, met lengtevarianties en metselwerk-materiaalvarianties. Bovenste deel voor opbuiging (hogging) met trek-rek, onderste deel voor doorbuiging (sagging) met druk-rek.

De bovenste zone geeft de resultaten voor de opbuiging met trek-rek, de onderste voor doorbuiging met druk-rek. Merk op dat Boscardin en Cording geen onderscheid maken tussen deze twee zones. De roze plustekens geven de vrije-veld rek-krommingscombinatie met een psi van 1.0, de gele sterren horen bij psi=2.0, de rode kruizen bij psi=2.5, de blauwe driehoeken bij psi=4.0, overeenkomend met de indeling volgens Figuur 14. Merk op dat het strikt gesproken een delta-psi is omdat in enkele gevallen al beperkte scheurvorming plaatsvindt in een eerste belastingfase met eigen gewicht, en merk op dat in een aantal gevallen de blauwe schadegrens niet bereikt wordt hoe ver de rek-krommingscombinatie ook wordt opgevoerd. De figuur toont dat de initiatie van zeer lichte schade bij opbuiging wat eerder begint dan in de oorspronkelijke grafiek van Boscardin en Cording, maar bij doorbuiging juist later. Zij maken geen onderscheid tussen deze twee gevallen, en de gemiddelde curve voor opbuiging en doorbuiging uit de rekenresultaten komt goed overeen met de eerste concentrische ellips van Boscardin en Cording. Voor de zeer lichte, gematigd lichte, lichte en gematigd zwaardere schadeklassen is het juist andersom: de rekenresultaten tonen meer tolerantie voor de rek/krommingscombinaties dan de overige drie concentrische ellipsen van Boscardin en Cording. De gemarkeerde punten geven ook inzicht in een soort gemiddelde en spreidingsband per variërend item.

Figuur 16 geeft de resultaten voor dezelfde gevels, maar dan voor een zacht klei/veen profiel (soil 9) in plaats van een stug zandprofiel (soil 6). De invloed is groot, met veel meer incasseringsvermogen tegen rek/kromming bij zachte grond, omdat een veel lager percentage wordt overgedragen op het gebouw, met minder schade tot gevolg; bij doorbuiging blijkt de schade zelfs bijna te verdwijnen. Dit is intuïtief en in overeenstemming met de verwachting, omdat met name de rek-overdracht van stijvere grond naar een gebouw groter is dan de rek-overdracht van slappere grond naar een gebouw.

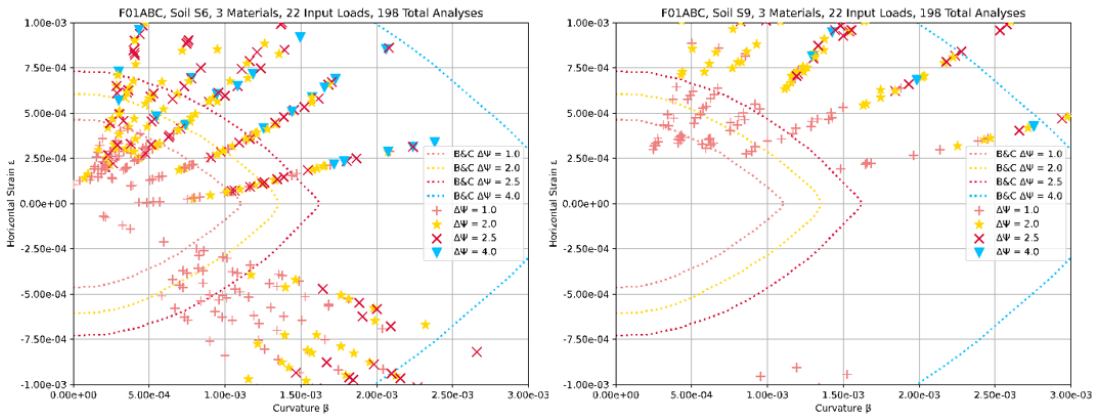
Damage Points – F01ABC

F01 – Soil



Soil 6

Soil 9

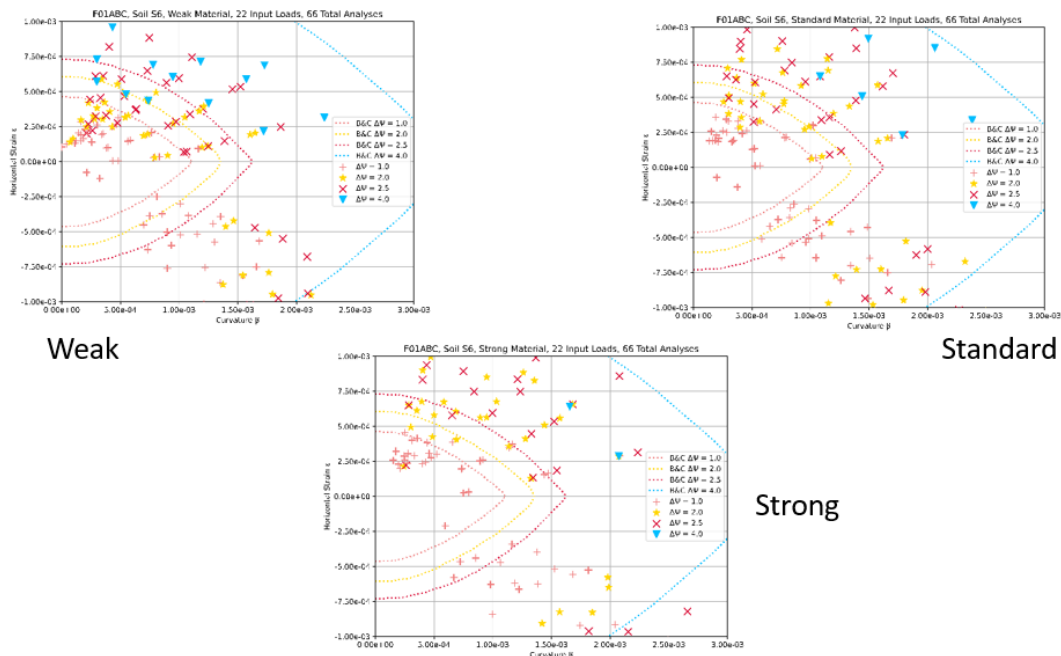
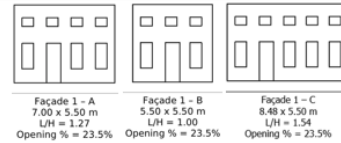


Figuur S.16. Modelresultaten voor geveltypen F1, met zacht klei/veen (soil 9) en stug zand grondprofiel (soil 6).

Als laatste voorbeeld toont Figuur 17 de invloed van de metselwerkeigenschappen voor deze gevels, die eveneens aanzienlijk is, met meer vermogen om opgelegde bodemvervormingen te absorberen bij toenemende metselwerk kwaliteit.

Damage Points – F01ABC

F01 – Material



Figuur S.17. Modelresultaten voor geveltypen F1, met zwak, gemiddeld en sterk metselwerk.

Voornaamste deterministische trends uit de resultaten

Deze laten zich samenvatten als:

- Doorbuiging (sagging) met druk-rek is aanmerkelijk minder gevoelig dan opbuiging (hogging) met trek-rek.
- De eerste grens van verwaarloosbare schade naar zeer lichte schade komt bij opbuiging kritischer naar voren dan in de oorspronkelijke Boscardin & Cording grafiek. De opvolgende grenzen van zeer lichte schade naar lichte schade, van lichte schade naar gematigde schade, en van gematigde schade naar zwaardere schade komen juist toleranter naar voren dan in de oorspronkelijke Boscardin & Cording grafiek. Mogelijke verklaringen hiervoor zijn: de meer strikte definitie van de Ψ -maat bij de eerste grens ten opzichte van Boscardin & Cording; in de modelstudie worden meerdere, ook voor het blote oog niet zichtbare scheuren van slechts 0,05 mm mee beschouwd terwijl Boscardin & Cording de grens definiëren bij 0,1 mm; de waarschijnlijk gemengde presentatie van opbuiging en neerbuiging bij Boscardin & Cording tegenover de separate presentatie in de huidige modelstudie; en de andere benaderingswijze met vereenvoudigde lineaire modellen bij Boscardin & Cording tegenover de niet-lineaire modellen in deze studie.
- De trends zijn allesbehalve lineair en schaalbaar; door meervoudig niet-lineair gedrag van zowel metselwerk, grond en grenslaag en hun complexe interactie kunnen resultaten per rek/krommingscombinatie anders uitpakken bij variaties van geometrie en eigenschappen.
- Toenemende lengte/hogteverhouding van gevels leidt tot toenemende schade; langere gevels scheuren eerder en worden vervolgens flexibeler zodat ze de grondvervorming gaandeweg meer volgen.
- Openingspatronen en openingspercentages van de gevels maken de gevels slapper waardoor ze de grondvervormingen meer volgen, hetgeen meer schade geeft omdat de overdracht van de grond naar de gevel dominant is dan bij stijvere gevels zonder openingen; ook leiden de hoeken van de openingen tot spanningsconcentraties hetgeen als katalysator voor scheurvorming kan werken; Figuur 18 geeft voorbeelden van scheurpatronen.



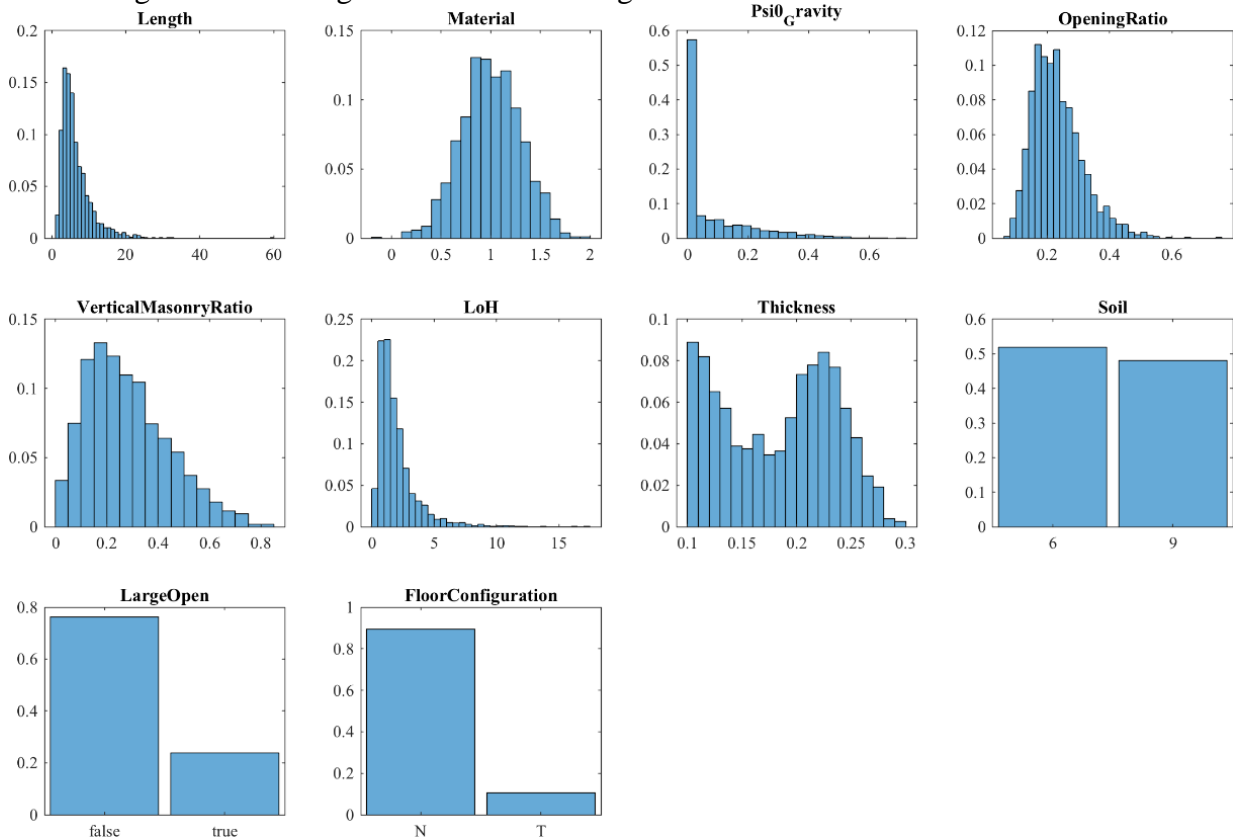
Figuur S.18. Voorbeelden van scheurpatronen met identificatie van scheuren, hun lengtes, wijdtes en psi-maat.

Probabilistische uitwerking van de resultaten

De 3400 incrementele gekoppelde niet-lineaire modelberekeningen leveren alle een relatie tussen de maaiveld horizontale grondrek, de maaiveld relatieve hoekverdraaiing (kromming) en de Ψ -schadeparameter. Deze berekende relaties zijn vervolgens gediscrètiseerd voor intervallen van Ψ van 0.1. Dit levert ongeveer 135000 data-punten voor het verband tussen Ψ , ε en β . De data-set is vervolgens met een gewogen benadering probabilistisch uitgewerkt. Voor de volledige uitwerking en de onderliggende methodiek wordt verwezen naar bijlage 3; hier wordt volstaan met een samenvatting.

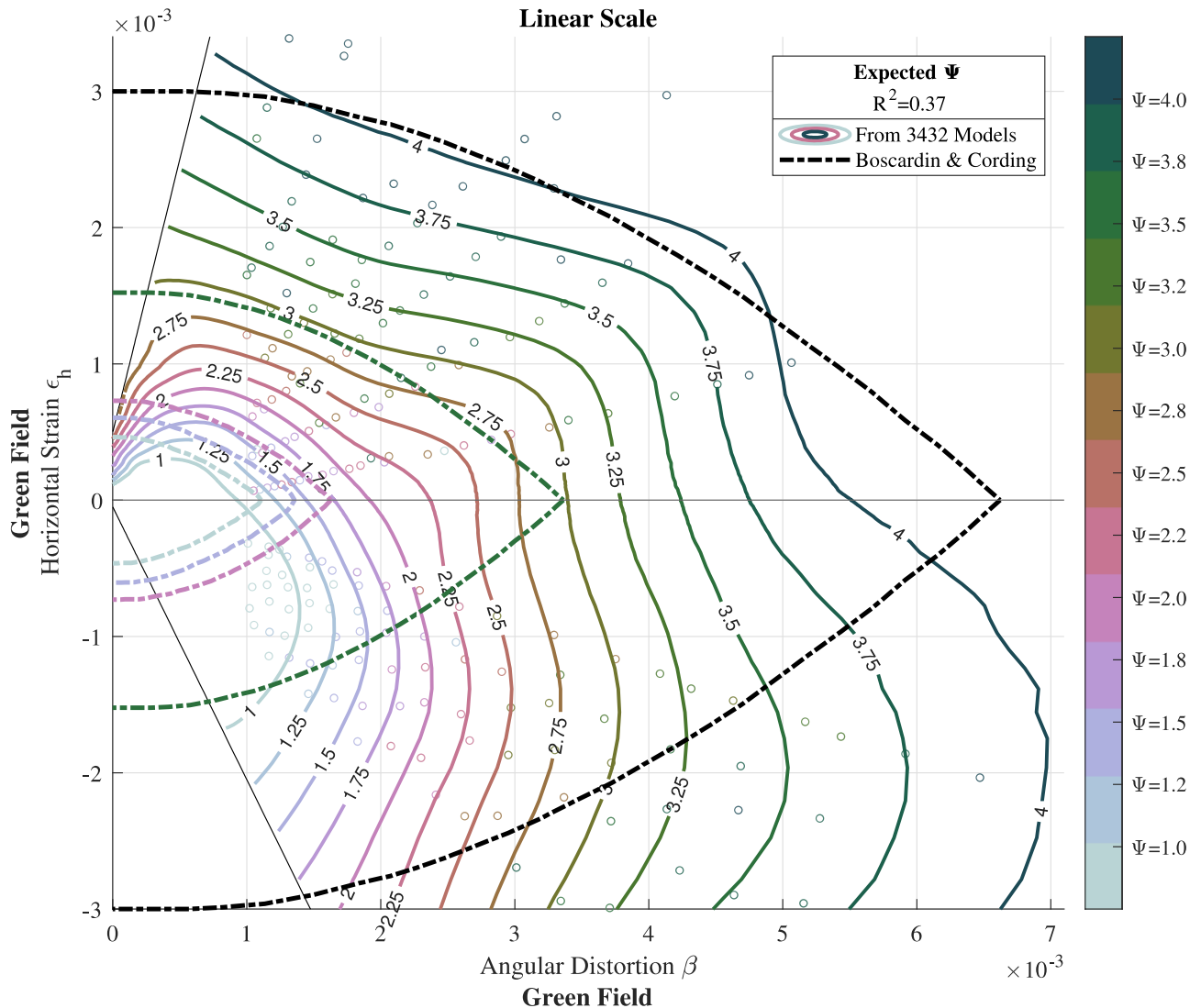
De deterministische resultaten dienen te worden verwerkt met een gewogen benadering. Immers, de doorgerekende variaties zijn niet alle even relevant. Bijvoorbeeld, de kans van voorkomen van een materiaal met zeer lage of zeer hoge sterkte is aanmerkelijk kleiner dan een materiaal met gemiddelde sterkte, terwijl evenveel berekeningen voor lage, gemiddelde en hoge materiaalsterkte zijn uitgevoerd. Kortom, de berekeningsresultaten dienen gewogen te worden conform daadwerkelijke

probabilistische verdelingen van de gehanteerde invoerparameters. Op deze wijze wordt de kans van voorkomen van de deterministische casussen verdisconteerd. Op basis van engineering judgement en kennis uit onder meer BAG-registratiegegevens van gebouwen en uit voorgaande studies zijn dergelijke verdelingen aangenomen, zie Figuur S.19. Door de weging worden de Ψ -waarden uit de berekeningsresultaten omgezet naar verwachtingswaarden van Ψ .



Figuur S.19. Aangenomen verdelingen voor aspecten in de modellen, ten behoeve van probabilistische uitwerking.

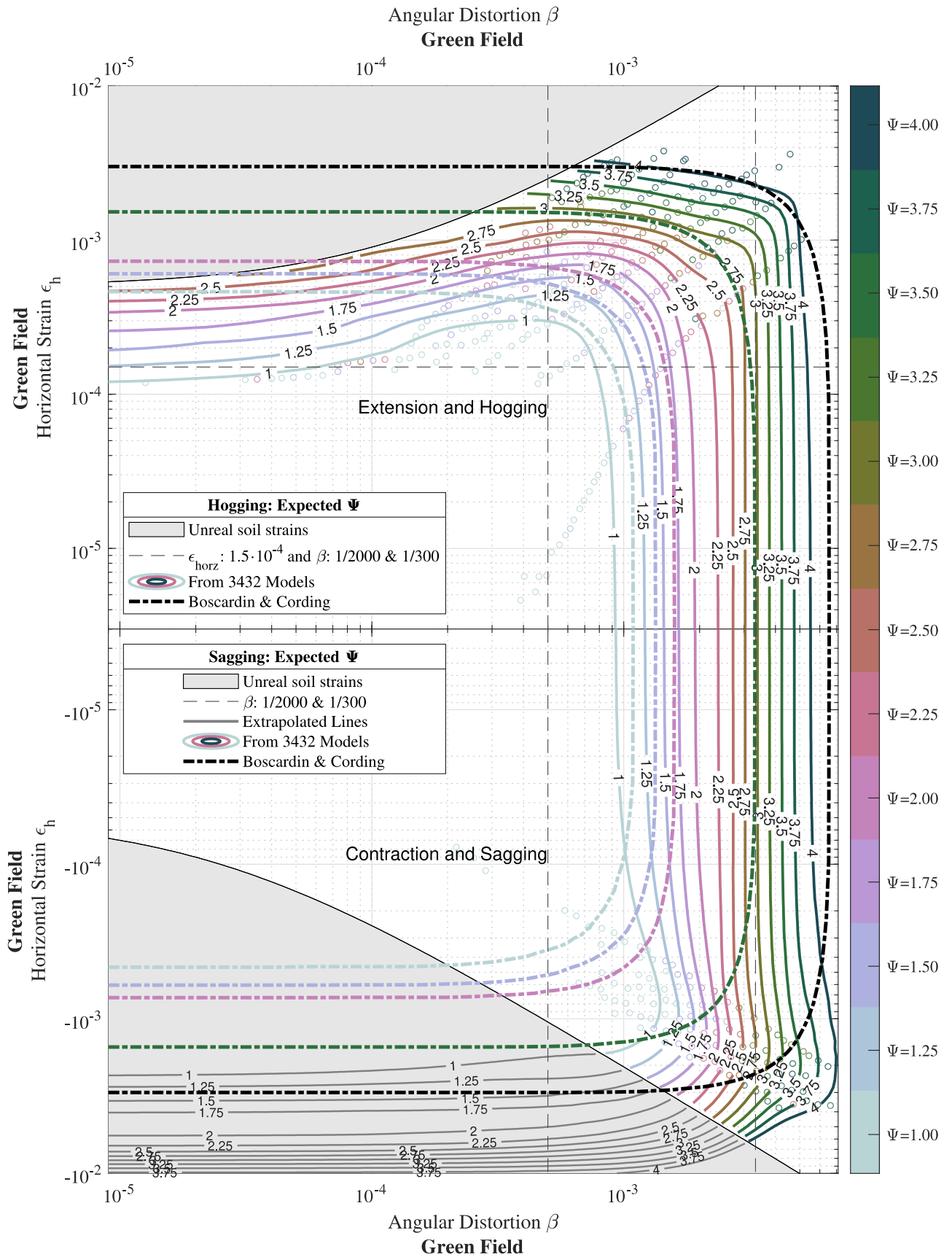
Figuur S.20 toont het resultaat in de vorm van iso-lijnen voor de verwachtingswaarden van Ψ , als functie van de maaiveld grondrek ϵ en de maaiveld relatieve hoekverdraaiing β . Onderscheid is gemaakt tussen opbuiging met trekrek (hogging), de bovenzijde van de figuur, en neerbuiging met drukrek (sagging), de onderzijde van de figuur. De iso-lijnen zijn getekend voor toenemende Ψ , van 1.0 tot 4.0. Ter vergelijking zijn de concentrische ellipsen van Boscardin & Coreding toegevoegd, welke geen onderscheid maken tussen hogging en sagging. De iso-lijnen zijn aan de linkerzijde afgeknot met twee rechte lijnen; ϵ - β combinaties links van die lijnen gingen gepaard met onrealistisch sterk niet-lineair gedrag van de grond in die modellen, zodat die resultaten niet zijn meegenomen. Ook vanuit fysisch oogpunt kan gesteld worden dat grote rekken (afkomstig uit geomechanische predictiemodellen van bodembeweging) zullen leiden tot gelokaliseerd plastisch gedrag in de grond, waardoor lokaal op de schaal van het gebouw kromming zal optreden; combinaties van grote rek met kleine kromming lijken weinig realistisch. Daarnaast moet beseft worden dat het gebouw in feite als een horizontale ‘wapening’ (versterking) van de grond kan worden gezien, zodat het onwaarschijnlijk is dat het plastische grondgedrag zich onder een gebouw bevindt. Figuur S.20 vormt een onderbouwd alternatief voor de Boscardin & Cording grafiek, met onderscheid tussen hogging en sagging, en bottom-up geproduceerd op basis van een veelheid aan casussen kenmerkend voor de Nederlandse situatie. De verschillen tussen de nieuwe iso-lijnen en de Boscardin & Cording lijnen volgen de trends die bovenstaand reeds vanuit deterministisch perspectief werden beschreven, maar ze zijn relatief beperkt. Met het huidig onderzoek is aangetoond dat grafieken van het type Boscardin & Cording het best gelezen kunnen worden door de maaiveld grondrek en de maaiveld kromming te gebruiken (alsof er geen gebouw aanwezig is), iets wat tot dusver niet helder was uit literatuur.



Figuur S.20. Iso-lijnen voor verwachtingswaarde van schade ψ , bij combinaties van maaiveld relatieve hoekverdraaiing β en maaiveld horizontale rek ϵ . Gebaseerd op gewone benadering van de rekenresultaten. Gewone (niet-logaritmische) schaal voor β en ϵ . Bovenzijde: hogging met trekrek, onderzijde: sagging met drukrek.

Figuur S.21 toont dezelfde iso-lijnen voor de verwachtingswaarde van Ψ als in Figuur S.20, maar dan met een dubbel-logaritmische schaal voor ϵ en β , voor hogging met trekrek (bovenzijde van Figuur S.20). Figuur S.20 is handiger en nauwkeuriger afleesbaar voor relatief lage rekken en krommingen. In deze figuur zijn twee rechte verticale lijnen opgenomen, conform de Eurocode, voor resp. een β van 1/2000 en 1/300, zonder invloed van horizontale rek. Dit zijn de grenzen voor lichte schade; ze blijken behoorlijk goed overeen te komen met het verticale gedeelte van de iso-lijnen voor resp. $\Psi=1.0$ en $\Psi=2.5$ (de range van lichte schade), hetgeen vertrouwen geeft in de modelmatige benadering van het huidige onderzoek in vergelijking met empirisch-gebaseerde voorschriften. Het horizontale gedeelte van de iso-lijn voor $\Psi=1.0$ ligt nabij $\epsilon=1.5E-4$. Deze horizontale rechte lijn in de grafiek markeert de grens waar zichtbare schade ($\Psi=1.0$) begint, indien de krommingen klein zijn.

De figuren S.20 en S.21 voor de verwachtingswaarde van Ψ kunnen tegemoet worden getreden met verwachtingswaarden van ϵ en β , maar ook met bijv. de ϵ en β waarden met een overschrijdingskans van 1%. Dit laatste zou in lijn zijn met de wijze waarop IMG de trillingen beschouwd, waar pgv 's met een overschrijdingskans van 1% worden gehanteerd om tot een relatie met te verwachten schade te komen.

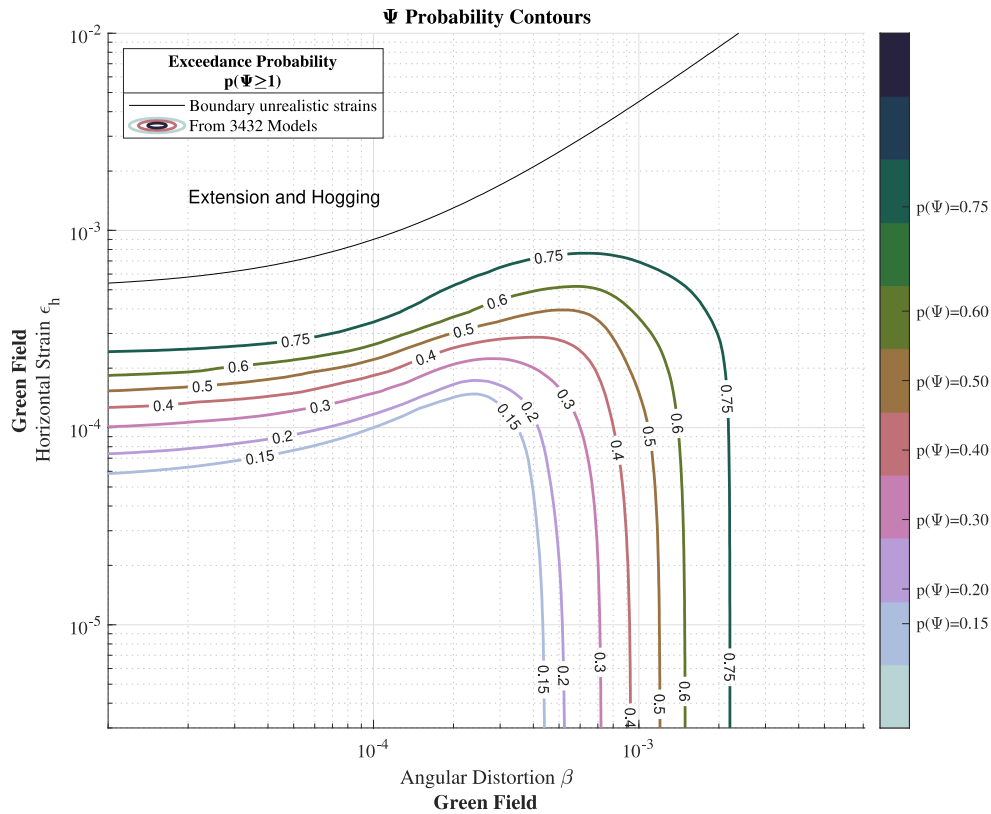


Figuur S.21. Iso-lijnen voor verwachtingswaarde van schade Ψ , bij combinaties van maaiveld relatieve hoekverdraaiing β en maaiveld horizontale rek ϵ . Gebaseerd op gewogen benadering van de rekenresultaten. Dubbel-logaritmische schaal voor β en ϵ . Voor hogging met trekrek en sagging met drukrek.

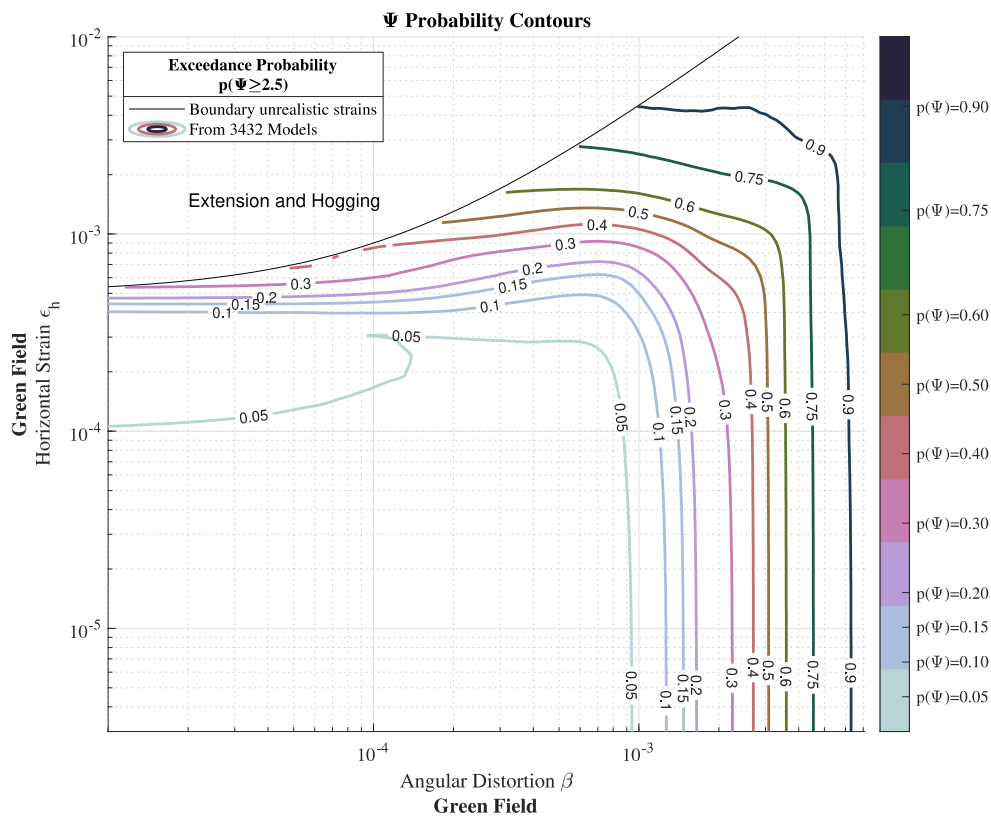
In bijlage 3 is de probabilistische uitwerking nog verder doorgezet. Naast iso-lijnen voor de verwachtingswaarde van Ψ zijn ook de kansen op het optreden of overschrijden van een bepaalde waarde van Ψ bepaald als functie van de ε - β combinaties. Figuur S.22 geeft deze contouren voor $\Psi \geq 1.0$, overeenkomend met het begin van lichte schade, en Figuur S.23 geeft deze contouren voor $\Psi \geq 2.5$, overeenkomend met de bovengrens van lichte schade, beiden voor hogging met trekrek. Met deze figuren kan de kans op het overschrijden van deze schade-grenzen worden ingeschat, afhankelijk van de verwachte, gemeten, optredende of geprognostiseerde ε 's en β 's.

Daarnaast wordt verwezen naar bijlage 3 voor nog vier andere doorkijken:

- Een figuur met iso-lijnen voor Ψ behorend bij een 5% overschrijdingskans, in plaats van de 50% overschrijdingskans (verwachtingswaarde). Deze kunnen van pas komen als aan de kwetsbaarheidskant met een 95% betrouwbaarheid een inschatting gewenst wordt.
- Kwetsbaarheidsfuncties voor de overschrijdingskans van bepaalde waarden van schade Ψ voor de twee extremen waarbij $\varepsilon=0$ (alleen krommingen) resp. $\beta=0$ (alleen rekken). Het kwetsbaarheidsvlak voor twee variabelen, in Figuur S.20 en S.21 gepresenteerd via iso-lijnen ofwel hoogtelijnen voor een functie van twee variabelen, degradeert dan tot een kwetsbaarheidsfunctie van één variabele. Deze kwetsbaarheidsfuncties zijn vergeleken met functies die eerder zijn afgeleid in resp. [6] voor relatieve hoekverdraaiing β , en [5, appendix J] voor rek ε . De nieuwe functie voor β correspondeert goed met de vorige functie. De nieuwe functie voor ε geeft voor het gemiddelde een redelijke vergelijking met de vorige, maar is aanmerkelijk minder steil dan de vorige. Dit is grotendeels verklaarbaar door de grove benadering die destijds in appendix J van [5] is toegepast voor de probabilistische aanpak, op basis van destijds veel minder variatiestudies.
- Kwetsbaarheidsfuncties zijn afgeleid voor bepaalde proportionele karakteristieke paden in de ε - β ruimte, volgens vectoren aangegeven door Boscardin en Cording, overeenkomend met resp. diepe mijnbouw, ondiepe mijnbouw, tunnelling en zetting door eigen gewicht.
- Figuren zijn toegevoegd waarbij de iso-lijnen voor Ψ zijn gesegregeerd naar verschillende parameters, waaronder de lengte-hoogte verhouding van de gevels, het grondtype, het openingspatroon van de gevel en de materiaaleigenschappen van de gevel. Zo kan de invloed van die parameters afzonderlijk worden beschouwd, met de gewogen benadering, waar de bovenstaande iso-lijnen altijd voor de gehele set variaties golden (alle 3400 modelresultaten voor alle variaties gezamenlijk).



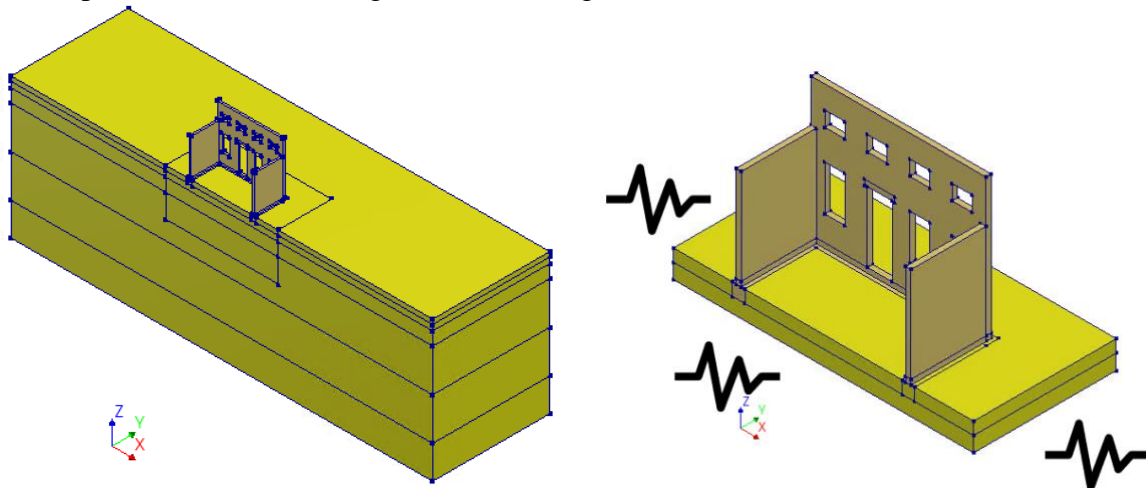
Figuur S.22. Iso-lijnen voor de kans op het bereiken of overschrijden van schade $\psi=1.0$ (net zichtbare lichte schade) gegeven een combinatie van maaiveld relatieve hoekverdraaiing β en maaiveld horizontale rek ϵ . Gebaseerd op gewogen benadering van de rekenresultaten. Dubbel-logaritmische schaal voor β en ϵ . Voor hogging met trekrek.



Figuur S.23. Iso-lijnen voor de kans op het bereiken of overschrijden van schade $\psi=2,5$ (bovengrens lichte schade) gegeven een combinatie van maaiveld relatieve hoekverdraaiing β en maaiveld horizontale rek ϵ . Gebaseerd op gewogen benadering van de rekenresultaten. Dubbel-logaritmische schaal voor β en ϵ . Voor hogging met trekrek.

Trilling in combinatie met rek en kromming

De verergering van schade door pgv's van aardbevingstrillingen boven op de schade door bodemrek en bodemkromming is berekend met behulp van niet-lineaire time history analyses (NLTHA). Om deze intensieve berekeningen behapbaar te houden, zijn ze opgedeeld in twee fasen: eerst worden met het volledige grondblok de analyses zoals bovenstaand beschreven voor de opgelegde rek en kromming uitgevoerd, vervolgens worden de resultaten in termen van krachten, verplaatsingen, spanningen, rekken en schade bevroren; dit levert een psi-0 voor de volgende fase waarin een vrijeveld dynamische bodembeweging in een tijdserie wordt opgelegd aan een gereduceerd model met een kleiner grondblok met behoud van de niet-lineaire grond-constructie interactie. Figuur 24 geeft een impressie van het volledige model en het gereduceerde model.



Figuur S.24. Oorspronkelijk model, en gereduceerd model voor de combinatie met trillingen.

In totaal zijn 252 variaties doorgerekend, alle voor de ongunstige aannames van zwakke metselwerkeigenschappen en een stug zand grondprofiel.

Deze variaties zijn opgebouwd uit 21 gevallen, voor

- 3 metselwerkgevels F01A, B en C, van verschillende lengte (zie bijlage 1),
- 7 statische bodembewegingen, waarvan 1 zonder statische bodembeweging en 6 die leiden tot een initiële schade $\psi_0 = 1.0$, daarvan 1 met zuivere trek-rek, 2 met zuivere opbuiging, 1 met zuivere doorbuiging en 2 met een combinatie van trek-rek en opbuiging, **en dat alles opgevolgd door:**
- 2 aardbevingstypen, overeenkomend met near-field en far-field dynamische karakteristieken van de Westersterwijdwerd beving, **voor:**
- 6 verschillende amplitudes van die bevingen, overeenkomend met pgv's van 2, 4, 8, 16, 32 en 64 mm/s.

Daarnaast zijn 2 extra sets voor alleen gevel F01A uitgevoerd, waarbij de initiële schade door gecombineerde rek/kromming is opgevoerd tot $\Psi_0 = 2.0$, wederom voor 2 aardbevingstypen en 6 pgv-niveaus.

Dit telt op tot in totaal $21 \times 2 \times 6 = 252$ plus $2 \times 2 \times 6 = 24$ extra gevallen, maakt 276 NLTH-analyses.

Resultaten van de gecombineerde trilling + rek/kromming berekeningen

Onderstaande tabel presenteert de resultaten in termen van delta-psi, ofwel de verergering van schade ten gevolge van de aardbevingstrilling gestapeld op de rek/kromming.

Tabel S.1. Waarden van $\Delta\Psi$, de verergering van schade ten opzichte van de initiële schade ψ_0 . Voor de simulaties van een aardbevingstrilling bovenop bodemrek/bodemkromming door mijnbouw. De eerste kolom geeft de drie beschouwde gevels. Per gevel zijn 7 rek/krommings situaties beschouwd (derde kolom) die leiden tot een voorschade $\psi_0=1.0$. Voor gevel F01A zijn twee extra gevallen beschouwd met voorschade $\psi_0=2.3$ (8^e en 9^e rij). De resultaten zijn geordend voor de Westerwijdwerdt near field (WE-NE) en far field (WE-FA) records, ieder met zes verschillende amplitudes voor de piek-grond-snelheid pgv. De kleur van de vakjes correspondeert met de mate van $\Delta\psi$, van blauw naar rood. De onderste twee rijen betreffen extra analyses voor gevel F01C, met gemiddeld in plaats van zwak aangenomen metselwerk.

Façade	Material	Pre-Damage	ψ_0	WE-NE						WE-FA					
				2	4	8	16	32	64	2	4	8	16	32	64
F01A	Weak	No	0.41	0.02	0.12	0.29	0.63	1.38	3.03	0.10	0.28	0.56	0.89	1.54	1.90
		PosHorStrain	0.98	0.05	0.15	0.42	0.90	1.61	2.89	0.08	0.24	0.76	1.27	1.67	1.99
		HOG1	0.94	0.09	0.20	0.45	0.92	1.61	2.89	0.12	0.30	0.78	1.40	1.66	2.01
		HOG2	0.95	0.04	0.14	0.37	0.86	1.59	2.86	0.06	0.22	0.71	1.29	1.64	1.96
		SAG2	0.98	0.00	0.08	0.24	0.40	0.80	2.19	0.11	0.18	0.35	0.56	0.58	1.38
		HOG1E100	0.99	0.08	0.16	0.30	0.79	1.70	2.85	0.06	0.29	0.81	1.42	1.98	2.07
		HOG2E100	0.93	0.05	0.15	0.28	0.79	1.54	2.98	0.05	0.21	0.65	1.47	1.76	2.20
		HOG2E100	2.31	0.07	0.15	0.54	0.88	1.59	2.17	0.43	0.49	0.88	1.28	1.51	1.68
F01B	Weak	No	0.39	0.05	0.10	0.26	0.66	1.55	2.97	0.10	0.32	0.53	0.86	1.63	1.90
		PosHorStrain	1.00	0.13	0.19	0.35	0.93	1.53	2.59	0.14	0.32	0.83	1.21	1.64	1.71
		HOG1	0.98	0.07	0.16	0.34	0.84	1.48	2.54	0.10	0.21	0.77	1.19	1.60	1.78
		HOG2	0.97	0.10	0.20	0.33	0.92	1.50	2.59	0.09	0.25	0.80	1.21	1.67	1.74
		SAG2	1.00	0.01	0.06	0.15	0.38	0.86	2.15	0.04	0.10	0.31	0.66	0.88	1.10
		HOG1E100	0.99	0.10	0.21	0.41	0.89	1.58	2.74	0.13	0.34	0.84	1.42	1.83	2.09
		HOG2E100	0.99	0.10	0.21	0.42	0.90	1.59	2.80	0.14	0.35	0.84	1.51	1.93	2.03
		HOG2E100	0.45	0.08	0.16	0.33	0.72	1.58	3.12	0.12	0.28	0.53	1.13	1.69	1.90
F01C	Weak	PosHorStrain	1.01	0.12	0.25	0.48	0.95	1.49	2.92	0.16	0.41	0.97	1.79	1.87	2.03
		HOG1	1.04	0.13	0.25	0.52	0.94	1.53	2.90	0.17	0.44	0.96	1.64	1.92	2.03
		HOG2	0.92	0.12	0.23	0.43	0.90	1.61	2.98	0.14	0.34	0.84	1.48	1.69	1.90
		SAG2	1.00	0.03	0.11	0.15	0.31	0.80	2.23	0.12	0.16	0.32	0.43	0.44	1.38
		HOG1E100	0.97	0.16	0.28	2.31	2.42	2.51	2.92	0.19	2.28	2.25	2.52	2.56	2.63
		HOG2E100	0.98	0.15	0.27	2.12	2.41	2.49	2.84	0.18	2.13	2.23	2.50	2.56	2.63
		5% Damp	HOG1E100	0.97	0.15	0.26	0.43	2.27	2.52	2.25	0.17	0.33	1.94	2.21	2.26
	5% Damp	HOG2E100	0.98	0.15	0.26	0.42	2.21	2.49	2.25	0.17	0.34	1.91	2.30	2.06	2.14
	ft=0.1MPa	HOG1E100	0.96	0.11	0.24	0.49	0.90	2.35	3.00	0.10	0.26	0.60	2.08	2.51	2.49
	ft=0.1MPa	HOG2E100	0.97	0.10	0.23	0.46	0.91	2.33	2.87	0.09	0.24	0.59	2.06	2.55	2.56

We constateren dat voor pgv's van 2 mm/s de toename van Ψ voor alle gevallen ruim onder de 0.2 blijft, dat is met het blote oog niet of nauwelijks waarneembaar. Voor pgv's van 4 mm/s blijkt in 44 van de 46 gevallen de delta-psi onder de 0.5 te blijven, wat beperkt waarneembaar is, en wordt in twee gevallen een delta-psi rond de 2.0 gevonden (rode waarden in die kolom, voor F01C en HOG1E100 resp. HOG2E100, rij 22 en 23). Voor pgv's van 8 mm/s blijkt in 42 van de 46 gevallen de delta-psi onder de 1.0 te blijven, en wordt in vier gevallen een delta-psi rond de 2.0 gevonden. Deze beperkte uitschieters zijn nader onderzocht met een hogere metselwerktreksterkte in plaats van de zwakke variant en andere, volgens richtlijnen toegestane dempingwaarden. Dan blijken alle delta-psi's ook voor 8 mm/s onder de 0.5 te blijven, zie laatste twee rijen van de tabel en voorlaatste twee rijen van de tabel.

De voorlopige conclusie is dat bij trillingen tot en met 4 mm/s in combinatie met een voorschade ψ_0 van nabij 1, geen zichtbare schadeverergering door trillingen ontstaat zodra bodemrek en bodemkromming vergezeld worden van een beving. Dit biedt IMG en CM inzicht in de verergering van schade bij een lichte trilling bovenop bodemdaling. In het interval tussen 8 mm/s en 16 mm/s en daarboven worden wel aanzienlijke delta-psi's van rond de 2.0 gevonden, die sterk waarneembaar zijn en invloed hebben op de reparerbaarheid en reparatiekosten. Voor het trekken van meer algemene conclusies dienen meer combinaties, met name voor waarden van ψ_0 groter dan 1, te worden onderzocht.

Een tweede conclusie is dat de mate van schade-verergering delta-psi voor pgv's onder 8 mm/s onafhankelijk blijkt te zijn van de aanwezige rek-kromming combinaties, bij ψ_0 waarden van nabij

1. De tabel toont immers dat de verschillende hogging en sagging profielen voor die gevallen tot eenzelfde mate van delta-psi leiden. Dit betekent dat van de oorspronkelijke kwetsbaarheidscurves uit Figuur 3 voor trillingen bij een generiek psi-0 niveau (onafhankelijk van de herkomst van die psi-0) gebruik kan worden gemaakt bij het inschatten van schade-verergeringskansen, in probabilistische studies.

Meerdere trillingen

In principe is het mogelijk om in de NLTH-analyses sequenties van meerdere trillingen, al dan niet van variërende amplitude door te voeren. Binnen het kader van dit onderzoek is zulks vooralsnog niet gedaan. Een benadering kan worden verkregen met de opgedane kennis uit [4], gebaseerd op soortgelijke NLTH-analyses en gevalideerd aan de hand van laboratoriumexperimenten met repeterende belasting in de vorm van opgelegde verplaatsing. Dergelijke experimenten toonden rond de 10 tot maximaal 20% afname van de opgelegde kracht bij orde 50 à 100 repeterende verplaatsingsbelastingen op wanden. De reductie kan worden benaderd met de volgende machtsfunctie [4]:

$$\frac{\Delta\Psi_n}{\Delta\Psi_1} = n^{1/56} \cdot p g v^{1/42}$$

met n het aantal repetities groter dan 1, Ψ_n de schade na n repetities van trillingen, Ψ_1 de schade na de eerste trilling.

De conclusie is dat meerdere bevingen bovenop de statische rek-kromming-belasting, een beperkte toename van schade laten ten opzichte van de schade bij één trilling, in de orde van 10%. Dit hangt af van de intensiteit van de bevingen, en van het feit of de latere bevingen een hogere dan wel lagere intensiteit hebben dan de eerdere bevingen. Als latere bevingen een lagere intensiteit hebben dan eerdere bevingen is de toename kleiner dan 10% [4], een situatie die kenmerkend lijkt voor de afbouw van de gaswinning in het Groningenveld.

Beperkingen

Een beperking van de huidige studie is dat de resultaten voor kromming en rek geldig zijn mits de 'driver' voor de processen in de ondergrond ligt, onder of naast of binnen het grondblok. Voor schade of initiële schade als gevolg van kromming met een 'driver' vanuit het gebouw (bijv. interactie eigen gewicht van het gebouw met lokaal heterogene grond onder de fundering) doet deze studie geen uitspraken.

Daarnaast moet beseft worden dat deze studie zich heeft gericht op de redeneerlijn vanuit een mijnbouwactiviteit, via de resulterende bodembeweging naar de resulterende schade in gevels, in die volgorde. De omgekeerde redeneerlijn van een gemeten of geconstateerde schade in het metselwerk of een gemeten vervorming van een lintvoeg, via een 'conversiefactor' terug-redenerend naar mogelijke bodemvervormingen onder de gevel, en van daaruit een inschatting maken van de meest waarschijnlijke scenario's die de schade kunnen verklaren, is een andere tak van sport. Dat laatste kan leiden tot de technische toerekenbaarheid van geconstateerde schades. Wel is daartoe in bijlage 2 een deelstudie gedaan naar de invloed van thermische effecten op schade, in vergelijking met de invloed van horizontale grondrekken op schade. Daar zijn gevels onderworpen aan thermische uitzetting of afkoeling met een temperatuurgradiënt verlopend van de bovenzijde van de gevel tot funderingsniveau. Uit deze analyses blijkt dat een temperatuurverloop van 20 a 30°C, frequent voorkomend in dag/nacht en seizoencycli, een zelfde mate van schade ($\Psi=1$) geeft als een horizontale greenfield rek uit diepe bodemdaling van 1,5 a 2,5 x 10⁻⁴. Dit biedt IMG en CM inzicht in vergelijkingen tussen de mijnbouwactiviteiten en andere reguliere inwerkende acties op wanden, zie bijlage 2.

Andere beperkingen van het huidige onderzoek liggen in de proportionele belastingpaden in de Boscardin & Cording-ruimte, met eenzelfde ratio van opschaling van rek en kromming. Niet-proportionele paden met verschillend tempo van rek en kromming, zijn nog niet bestudeerd. Ook zijn nog geen analyses voor nieuwere kalkzandsteen metselwerktypen op nieuwere betonnen funderingen uitgevoerd. Uit de voorgaande studie [6] blijkt dat de kans op schade bij dergelijke funderingen een

factor 4 gunstiger zou kunnen uitvallen dan bij de zwakkere metselwerkfunderingen voor oudere baksteengevels.

Een ander voorbeeld van een beperking is dat slechts twee ‘extreme’ grondprofielen zijn onderzocht, stijf en slap, en dat de resultaten daarvan grote verschillen tonen. Zodra andere, meer ‘gemiddelde’ grondprofielen zouden worden beschouwd kan niet zomaar gesteld worden dat de uitkomsten als een gemiddelde van de hier beschouwde extremen kunnen worden gezien. Kortom, meer modellen met variaties in grondprofielen zijn nodig, dit vanwege het belang die de grondstijfheid speelt ten aanzien van de overdracht van horizontale grondrek naar het gebouw. De overdracht van de horizontale grondrek naar het gebouw speelt een belangrijke en, bij diepe bodemdaling, dominante rol. Een aanbeveling daarbij is om meer aandacht te geven aan metingen van daadwerkelijk optredende horizontale rekken in vrije grond, in de grond onder een gebouw en in de fundering en het metselwerk van het gebouw, daarbij rekening houdend met de lokale heterogeniteit van de grond op de schaal van het gebouw. Op dit moment komen prognoses van horizontale rekken vaak vanuit geo-mechanische modellen voor de diepe ondergrond; metingen aan het maaiveld kunnen het inzicht versterken en de modellen nader valideren.

Een andere beperking is dat de analyses primair wand-georiënteerd zijn met enkele zijwanden; een uitbreiding naar complete gebouwen met betere inclusie van schade in aansluitingen is nog niet uitgevoerd.

Voorts wordt gemeld dat de in deze studie verkregen schadeschattingen rechtstreeks zijn geëxtrapoleerd uit de resultaten van de grote hoeveelheid modellen. Dit is een goede benadering, maar zou aangevuld moeten worden met probabilistische verdelingen voor alle parameters. De huidige resultaten kunnen de kans op schade in de ‘staart’ van de verdeling overschatten, aangezien de maximaal mogelijke schade aan een gevel, die overeenkomt met volledige overdracht van de horizontale grondrek, in die staart kan worden overschreden. Dit kan verder worden onderzocht met analytische bovengrenzen voor elke gevelgeometrie en combinatie van grondrek met kromming.

Bij het bepalen van schadekansen voor gegeven waarden van horizontale grondrek en kromming door diepe bodemdaling en de indirecte effecten daarvan, zijn betrouwbare waarden van deze rek- en krommingsbelastingen vereist. De huidige stand van de techniek kan deze echter niet leveren. Waarden van horizontale rekken afgeleid van InSAR-metingen van verticale verplaatsingen of van relatieve NAP-niveaus bevatten grote onzekerheden van dezelfde orde van grootte als de kleine waarden die schade kunnen veroorzaken. Waarden verkregen uit geomechanische modellen zullen ook verder verfijnd moeten worden voordat ze kunnen worden gecombineerd met de kwetsbaarheid van metselwerkgevels, zoals gedefinieerd in de huidige studie.

Meerdere van deze beperkingen zijn opgenomen in vervolgonderzoek. Tezamen met monitoring en manipulatieve testen waarin wanden/gebouwen met opzet aan overdreven acties vanuit de grond worden blootgesteld, kunnen deze beperkingen geadresseerd worden in mogelijk vervolgonderzoek. Dit is mede van belang voor acceptatie van de energietransitie in bredere zin, met onder meer diepe geothermie en vormen van ondergrondse opslag, waar gestapelde fenomenen mogelijk eveneens kunnen propageren naar bovengrondse schade en daarmee naar maatschappelijke onrust.

Slotopmerking

Afsluitend kan gesteld worden dat dit onderzoek een verhoogd inzicht geeft in de effecten van gestapelde mijnbouw op schade in wanden, met een uitbreiding en her-interpretatie van de Boscardin & Cording aanpak via gekoppelde niet-lineaire 3D grond-gebouwmodellen voor specifieke Groningse situaties. Gevoeligheden van schade bij opgelegde intensiteit van bodemrek-, bodemkromming- en pgv-combinaties zijn gekwantificeerd. Het ontwikkelde instrumentarium biedt IMG en CM de mogelijkheid bij optredende of geprognostiseerde bodemrek, bodemkromming en pgv-series een indicatieve schatting te maken van te verwachten schade en schade-verergering voor specifieke gestapelde gevallen.

Een dergelijke confrontatie van het instrumentarium met daadwerkelijke gestapelde gemeten of geprognoseerde bodembewegingen op specifieke locaties zal in de nabije toekomst aandacht krijgen. Merk op dat bodemrekken en bodemkrommingen door gestapelde gas- en zoutwinning niet zomaar opgeteld kunnen worden, omdat het huis zich bijvoorbeeld voor de een in een neerbuigende zone van een ‘soepbord’ patroon en voor de ander in een opbuigende zone van een ‘puntvormige kom’ kan bevinden. De statische bodembewegingen kunnen elkaar versterken of compenseren.

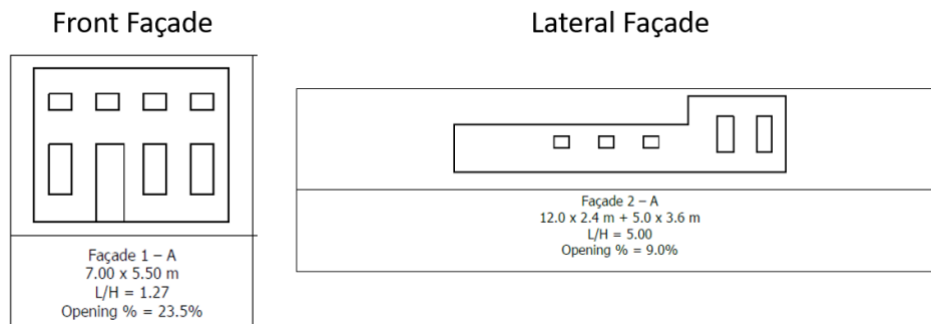
Literatuurverwijzingen

- [1] Boscardin M.D. & Cording E.J. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *J of Geotechnical Eng*, 115(1):1–21, 1989.
- [2] SBR Stichting Bouw Research (2017). SBR Trillingsrichtlijn A: Schade aan bouwwerken: 2017. SBRCURnet, Delft, 2017.
- [3] Korswagen P.A., Longo M., Rots J.G. (2022). Fragility curves for light damage of clay masonry walls subjected to seismic vibrations. *Bull Earthquake Eng* 20, 6193–6227 (2022).
- [4] Korswagen P.A., Longo M., Rots J.G., Terwel K.C. (2023). Sensitivity of Damage Accumulation of Masonry Walls due to Earthquake Vibrations via Finite-Element Models. 14th North American Masonry Conference (NAMC), Nebraska, USA 2023.
- [5] Rots J.G., Korswagen P.A., Longo M. (2021). Computational modelling checks of masonry building damage due to deep subsidence. Delft University of Technology. Report to IMG, Version 05, February 18, 2021. Later extensions: Appendices G, H, I and J, Korswagen P.A., Longo M., Rots J.G. (2023), Appendix reports to IMG, Version 06, September 8, 2023.
- [6] Korswagen P.A., Longo M., Rots J.G., Prospero A. (2022). Supporting analyses to determine probability of damage and fragility curves due to indirect subsidence effects. Delft University of Technology. Report to IMG, Final Version 2, October 3, 2022. Inclusief advice memo: Damage sensitivity of Dutch masonry facades against soil deformations – compensation factors for robust buildings with reinforced concrete foundations rather than masonry foundations, Korswagen P.A., Rots J.G., memo 20221014 to IMG, TU Delft, 14 oktober 2022.
- [7] Burland J.B., Wroth C.P. (1974). Settlement of buildings and associated damage. *Proceedings of Conference on Settlement of Structures*, pages 611–654, Cambridge, Pentech Press, 1974.
- [8] Korswagen P.A., Rots J.G. (2020). Monitoring and quantifying crack-based light damage in masonry walls with Digital Image Correlation. 1st International Conference on Structural Damage Modelling and Assessment (SDMA), Gent, Belgium 2020.

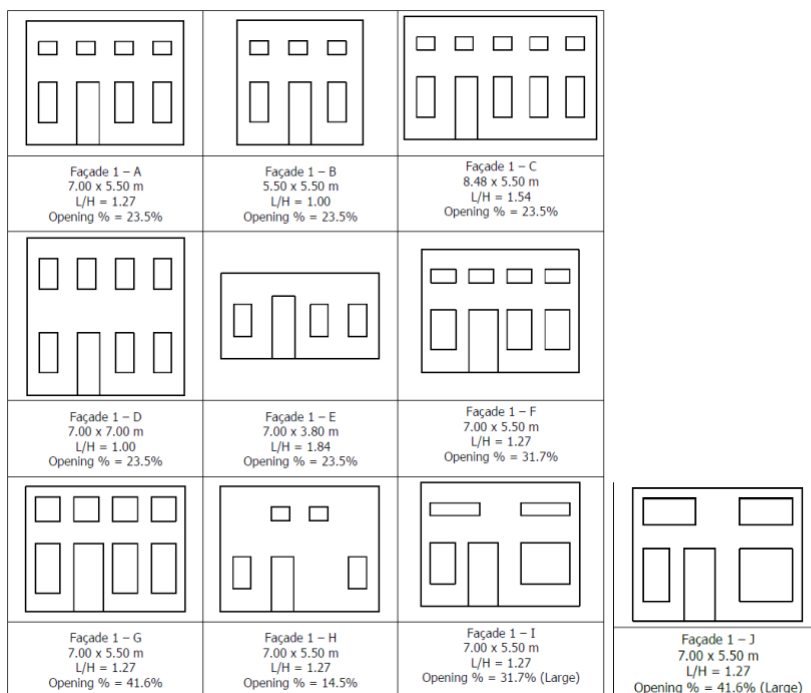
BIJLAGE 1 Overzicht van de modellen (gevel-geometrieën, grond- en metselwerkeigenschappen, belastingen) en de berekeningsresultaten

Farm-house façades: Façade 01A and Façade 02A

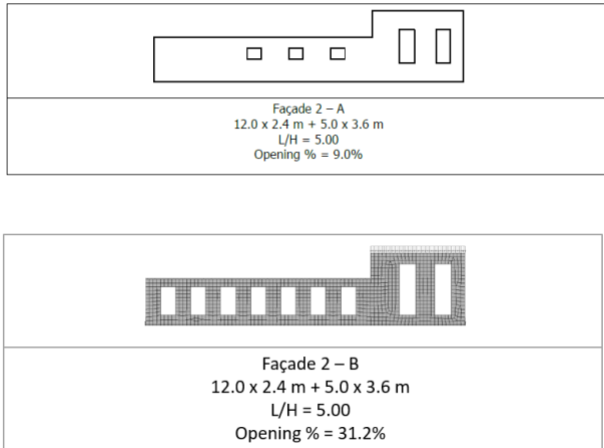
Farm-house: double wythe clay brick house composed of a ground floor and an attic floor. The front façade is non-load bearing. The lateral façade is an extension of the apartment of the front façade (for a length of 5 meters). This side bears both timber floor and timber roof. Connected to the apartment, there is the shed of the farm-house, which extends for 12 meters. The timber floor is bear by the shed.



Figuur A.1. Overview of farm-house façades F01 and F02.



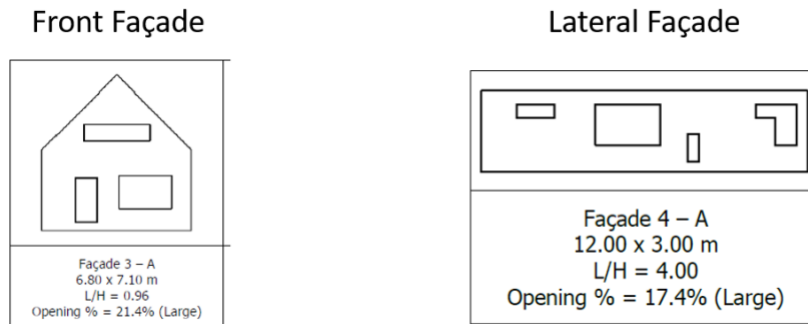
Figuur A.2. Farm-house F01 variations.



Figuur A.3. Farm-house F02 variations.

Detached house façades: Façade 03A and Façade 04A

Detached house: a double clay brick cavity wall (0.1+0.1m) building with gable roof. A ground floor and an attic floor are present. The front façade shows large openings at ground and attic floor. The façade bears a small portion of the roof only. The lateral façade has a pretty high aspect ratio (L/H) and contains large openings. The façade bears both timber floor and roof.



Figuur A.4. Overview of detached house façades F03 and F04.

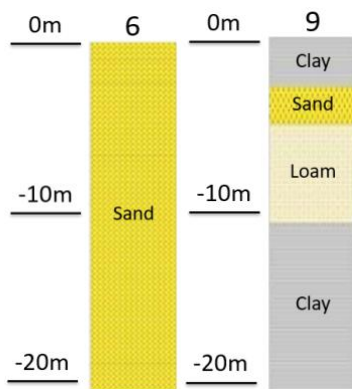
Façade 3 - A 6,80 x 7,10 m L/H = 0,96 Opening % = 21,4% (Large)	Façade 3 - B 4,80 x 7,10 m L/H = 0,68 Opening % = 21,4% (Large)	Façade 3 - C 8,80 x 7,10 m L/H = 1,24 Opening % = 21,4% (Large)
Façade 3 - D 6,80 x 10,0 m L/H = 0,68 Opening % = 21,4% (Large)	Façade 3 - E 6,80 x 4,20 m L/H = 1,62 Opening % = 21,4% (Large)	Façade 3 - F 6,80 x 7,10 m L/H = 0,96 Opening % = 13,0%
Façade 3 - G 6,80 x 7,10 m L/H = 0,96 Opening % = 30,4% (Large)		

Figuur A.5. Detached house F03 variations.

Façade 4 - A 12,00 x 3,00 m L/H = 4,00 Opening % = 17,4% (Large)	Façade 4 - B 6,00 x 3,00 m L/H = 2,00 Opening % = 17,4% (Large)	Façade 4 - C 9,00 x 3,00 m L/H = 3,00 Opening % = 17,4% (Large)
Façade 4 - D 12,00 x 4,80 m L/H = 2,50 Opening % = 17,4% (Large)	Façade 4 - E 12,00 x 6,60 m L/H = 1,82 Opening % = 17,4% (Large)	Façade 4 - F 12,00 x 3,00 m L/H = 4,00 Opening % = 10,0% (Large)
Façade 4 - G 12,00 x 3,00 m L/H = 4,00 Opening % = 32,8% (Large)		

Figuur A.6. Detached house F04 variations.

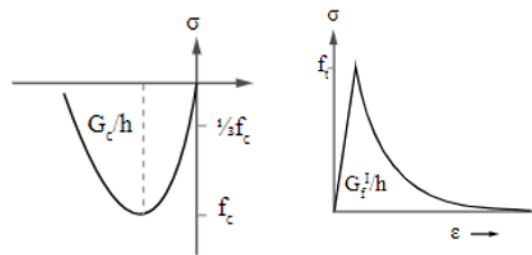
Grondprofielen



Figuur A.7. Grondprofielen 6 (zand) en 9 (klei/veen).

Metselwerkkwaliteit

Clay Brick Masonry		Weak	Standard	Strong
E	MPa	2500	5000	7500
v	-	0.25	0.25	0.25
Density	kg/m ³	1900	1900	1900
ft	MPa	0.05	0.10	0.15
Gft,l	N/m	4.988	8.103	10.762
fc	MPa	4.25	8.50	12.75
Gc	N/m	16762	18395	19897
Crackband	-	Govindjee	Govindjee	Govindjee

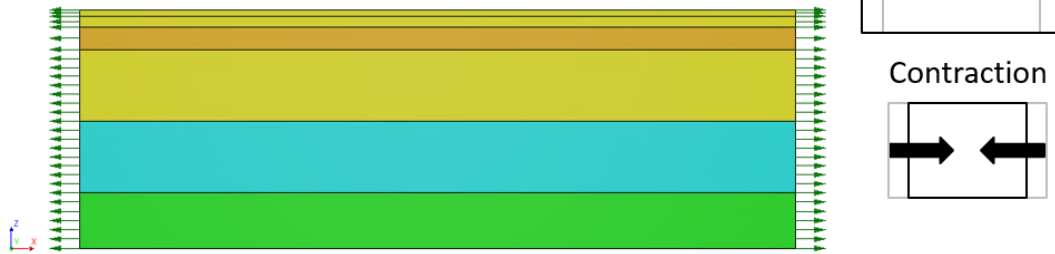


Figuur A.8. Metselwerkkwaliteit en behaviour in compression and tension.

Input Strain and Curvature

1) Pure Horizontal Strain Load

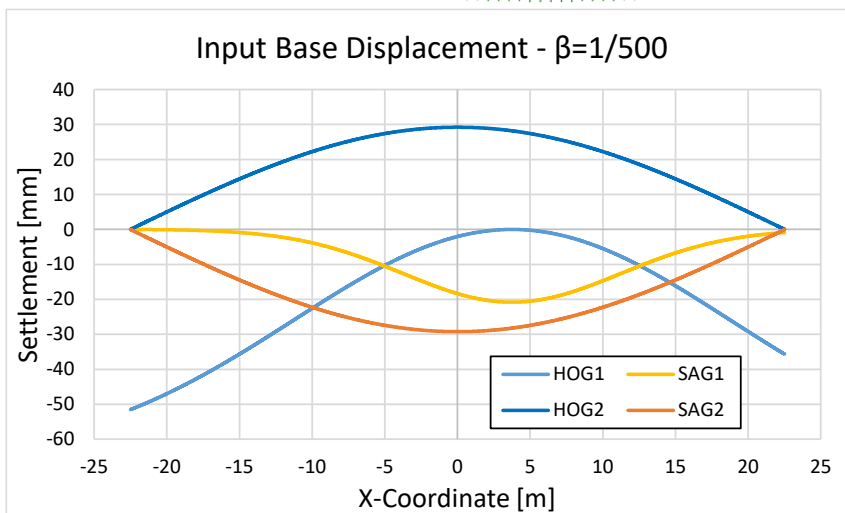
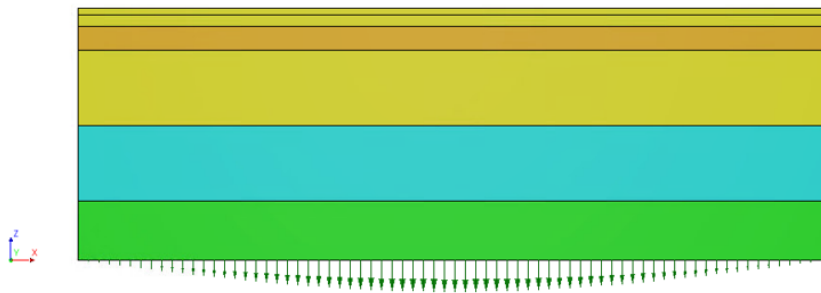
- a) Outward (positive) horizontal load → Extension
- b) Inward (negative) horizontal load → Contraction



Figuur A.9. pure extension/contraction strain up to a value of $\epsilon=3.0E-04$.

2) Pure Curvature Load

- a) HOG1 – Asymmetric Hogging
- b) SAG1 – Asymmetric Sagging
- c) HOG2 – Symmetric Hogging (Heave)
- d) SAG2 – Symmetric Sagging

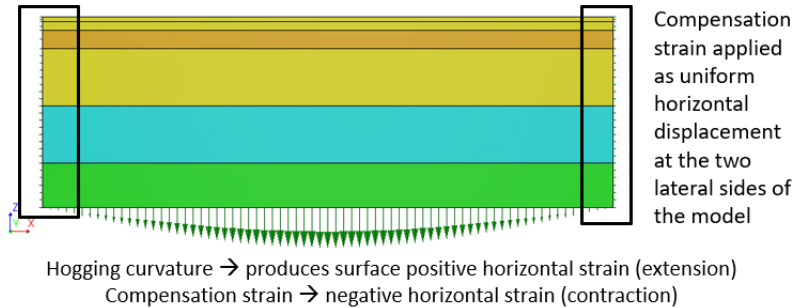


Figuur A.10. Pure curvature input up to $\beta=1/250$.

3) Curvature Load + Compensation Horizontal Strain

HOG1, SAG1, HOG2, SAG2 + Horizontal strain that compensates:

- a) 100% of green-field strain → No horizontal strain from curvature at surface
- b) 75% of green-field strain → 25% horizontal strain from curvature at surface
- c) 50% of green-field strain → 50% horizontal strain from curvature at surface
- d) 25% of green-field strain → 75% horizontal strain from curvature at surface



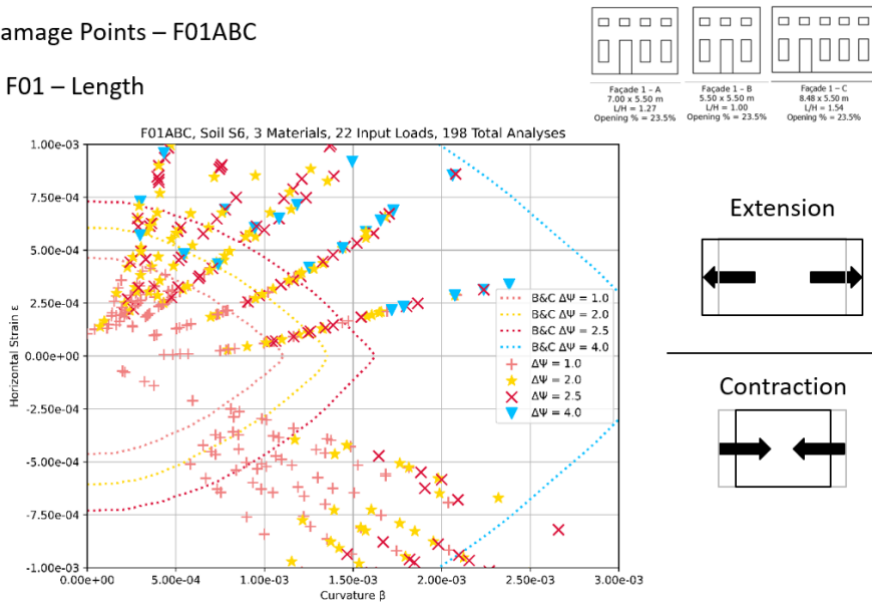
Sagging curvature → produces surface negative horizontal strain (contraction)
 Compensation strain → positive horizontal strain (extension)

Figuur A.11. Curvature+Compensation strain input

Damage values of different façades on the ϵ - β greenfield diagram

Damage Points – F01ABC

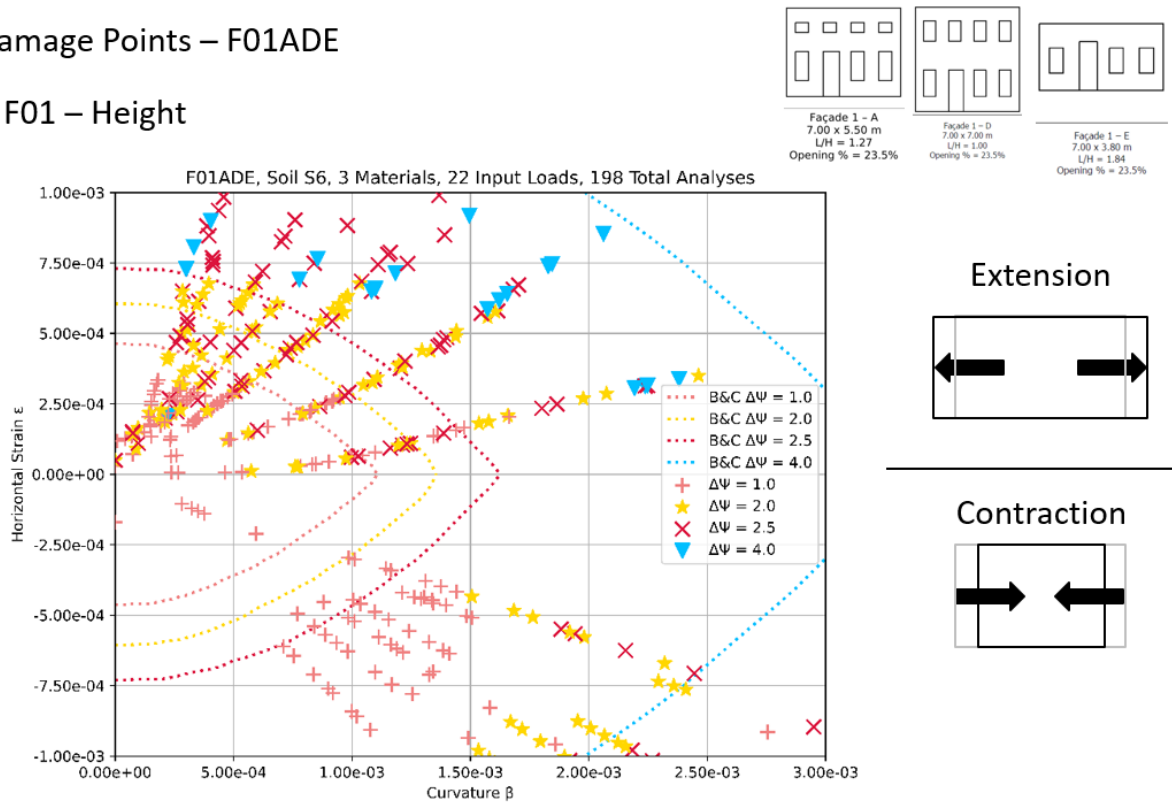
F01 – Length



Figuur A.12. Façade 1 – Variation of model length: comparison F01A-F01B-F01C.

Damage Points – F01ADE

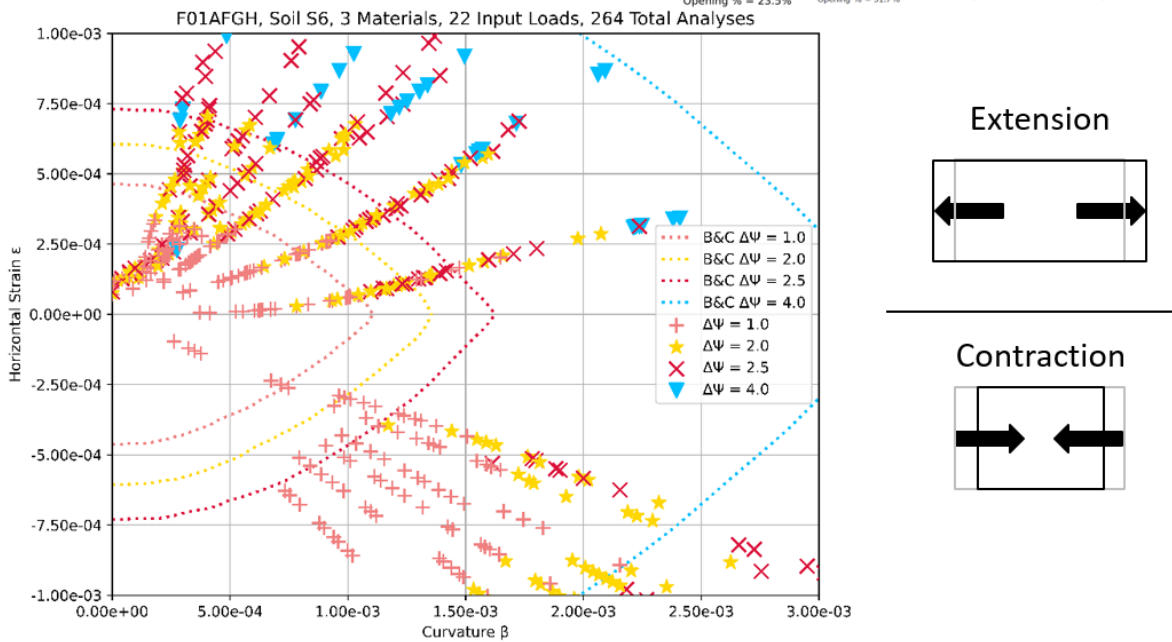
F01 – Height



Figuur A.13. Façade 1 – Variation of model height: comparison F01A-F01D-F01E.

Damage Points – F01AFGH

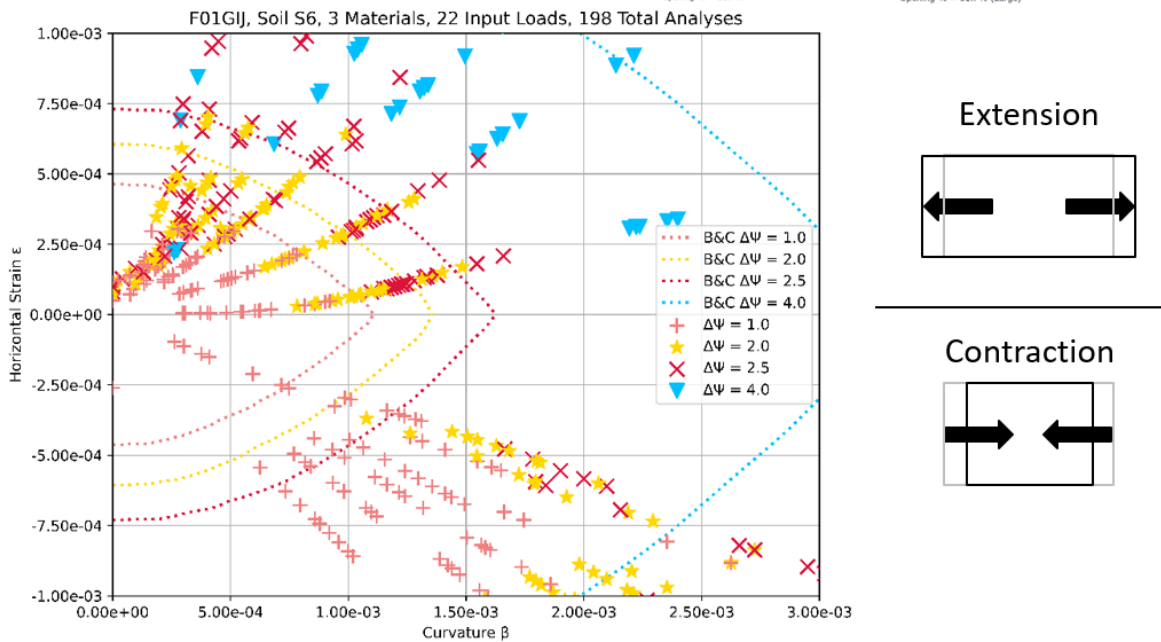
F01 – Opening%



Figuur A.14. Façade 1 – Variation of model opening %: comparison F01A-F01F-F01G-F01H.

Damage Points – F01FGIJ

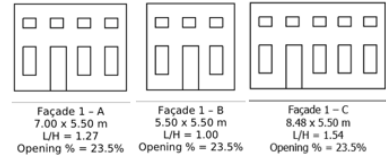
F01 – Opening Type



Figuur A.15. Façade 1 – Variation of model opening type: comparison F01F-F01G-F01I-F01J.

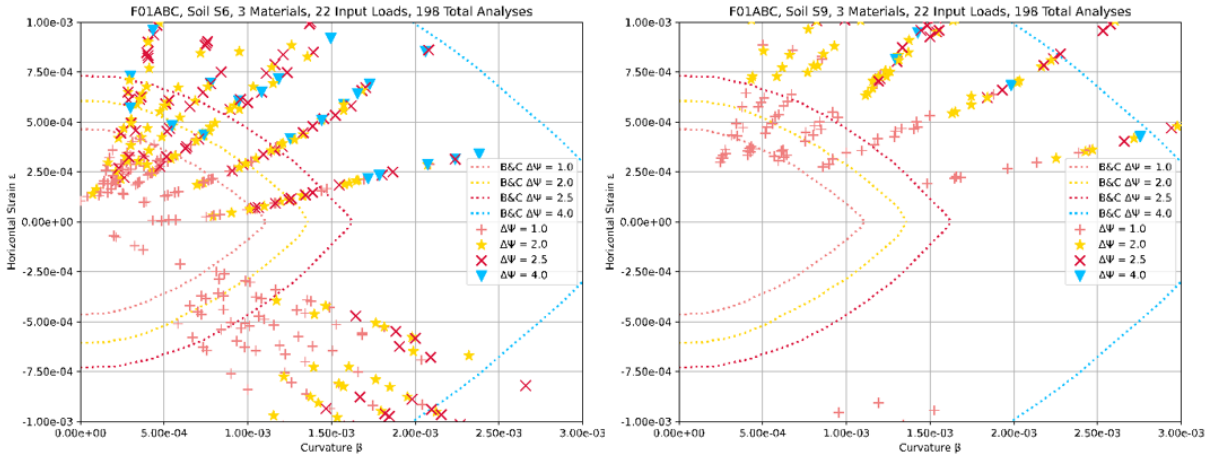
Damage Points – F01ABC

F01 – Soil



Soil 6

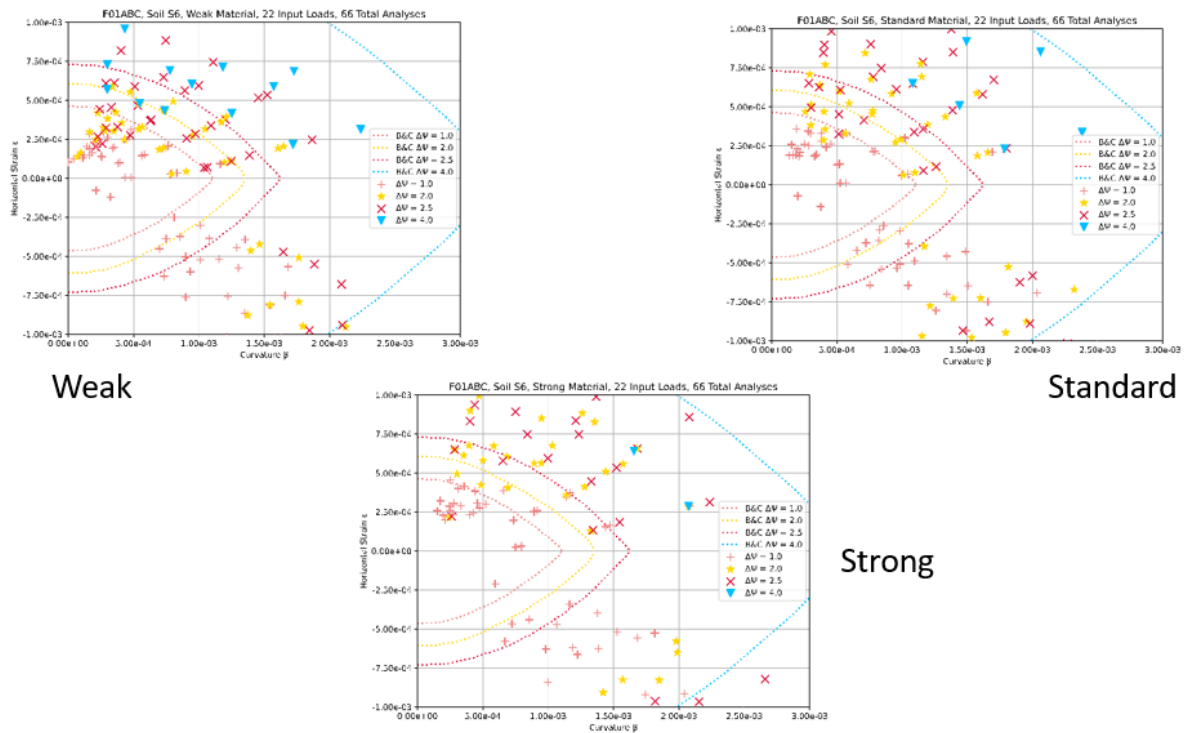
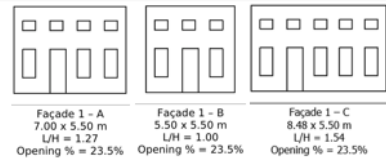
Soil 9



Façade 1 – Variation of model soil type: comparison soil 6-soil 9 for façades F01A-F01C.

Damage Points – F01ABC

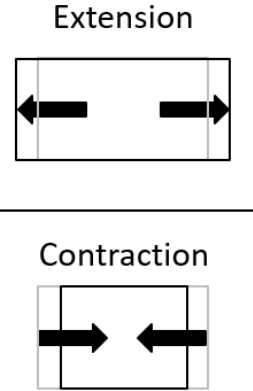
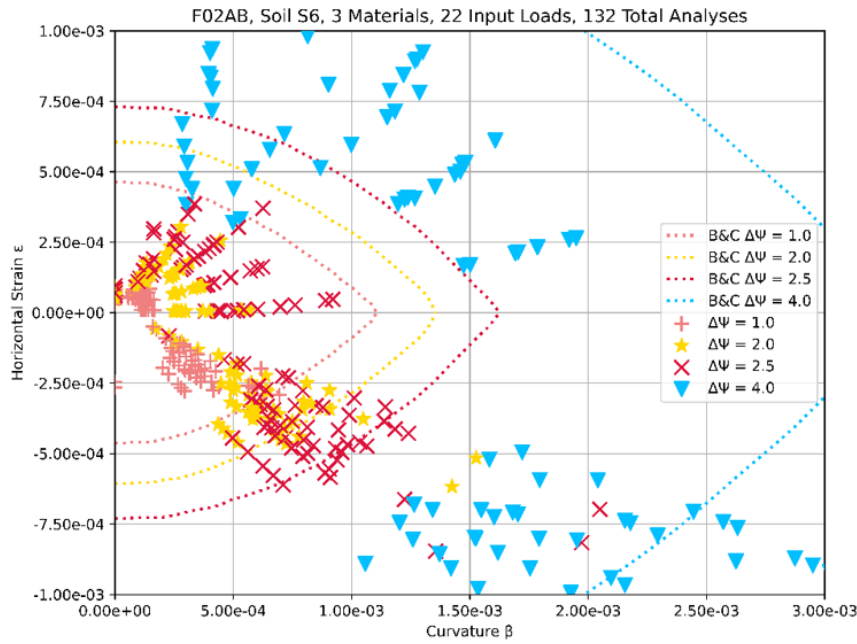
F01 – Material



Figuur A.17. Façade 1 – Variation of model material: comparison weak-standard-strong masonry for façades F01A-F01B-F01C.

Damage Points – F02AB

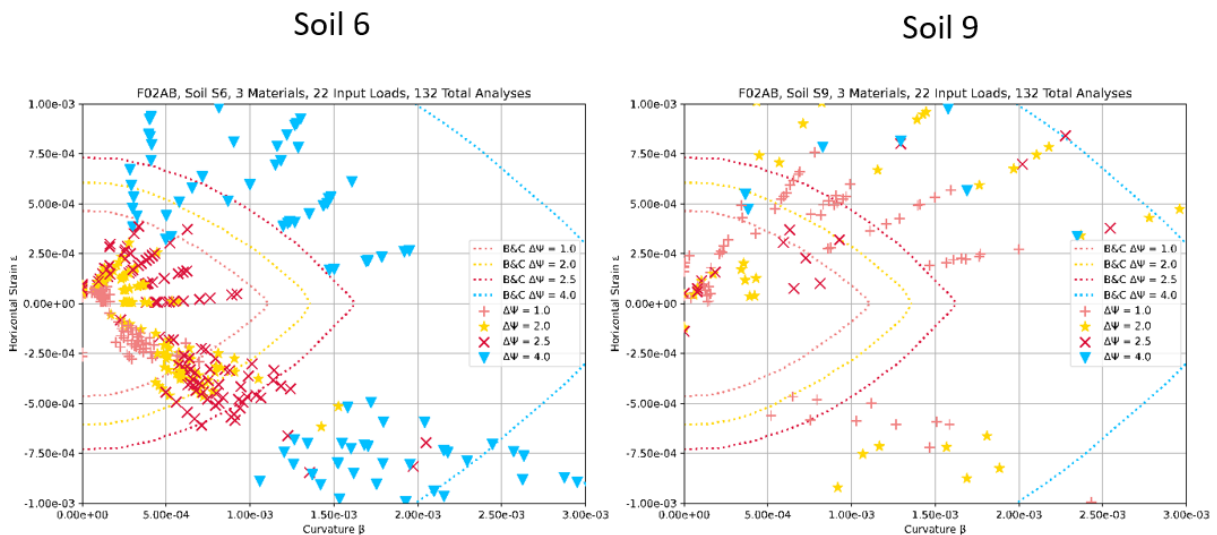
F02 – Opening%



Figuur A.18. Façade 2 – Variation of model opening %: comparison F02A-F02B.

Damage Points – F02AB

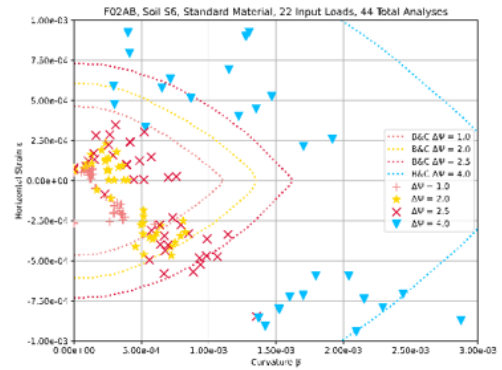
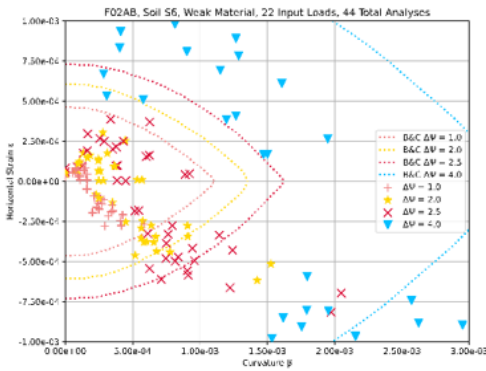
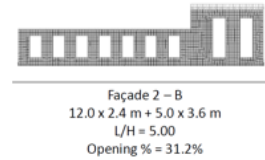
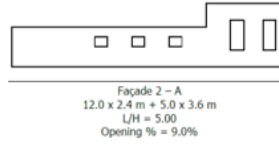
F02 – Soil



Figuur A.19. Façade 2 – Variation of model soil type: comparison soil 6-soil 9 for façades F02A-F02B.

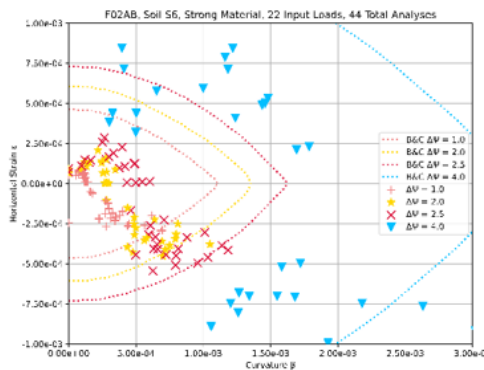
Damage Points – F02AB

F02 – Material



Weak

Standard

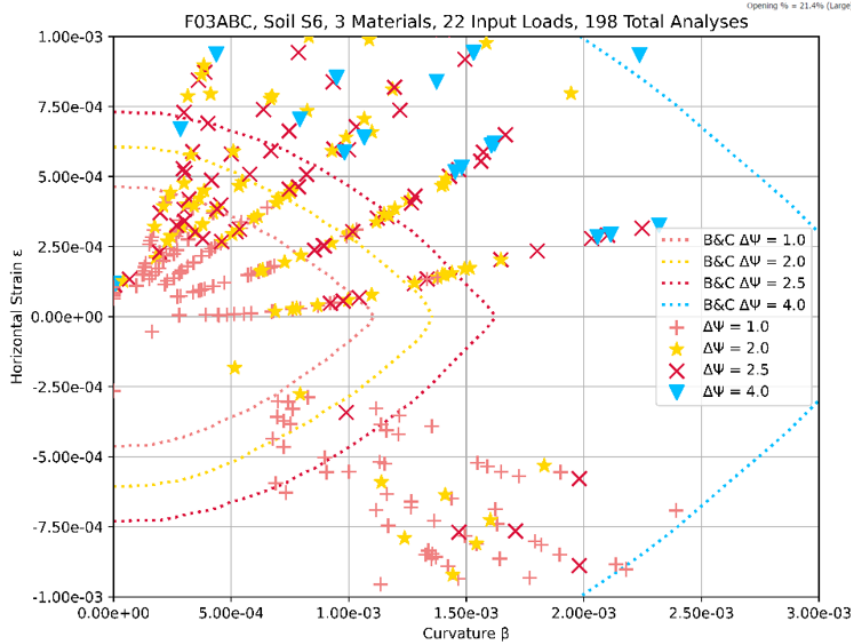
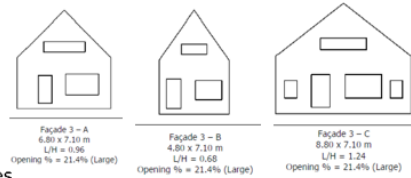


Strong

Figuur A.20. Façade 2 – Variation of model material: comparison weak-standard-strong masonry for façades F02A-F02B.

Damage Points – F03ABC

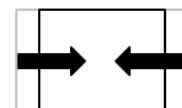
F03 – Length



Extension



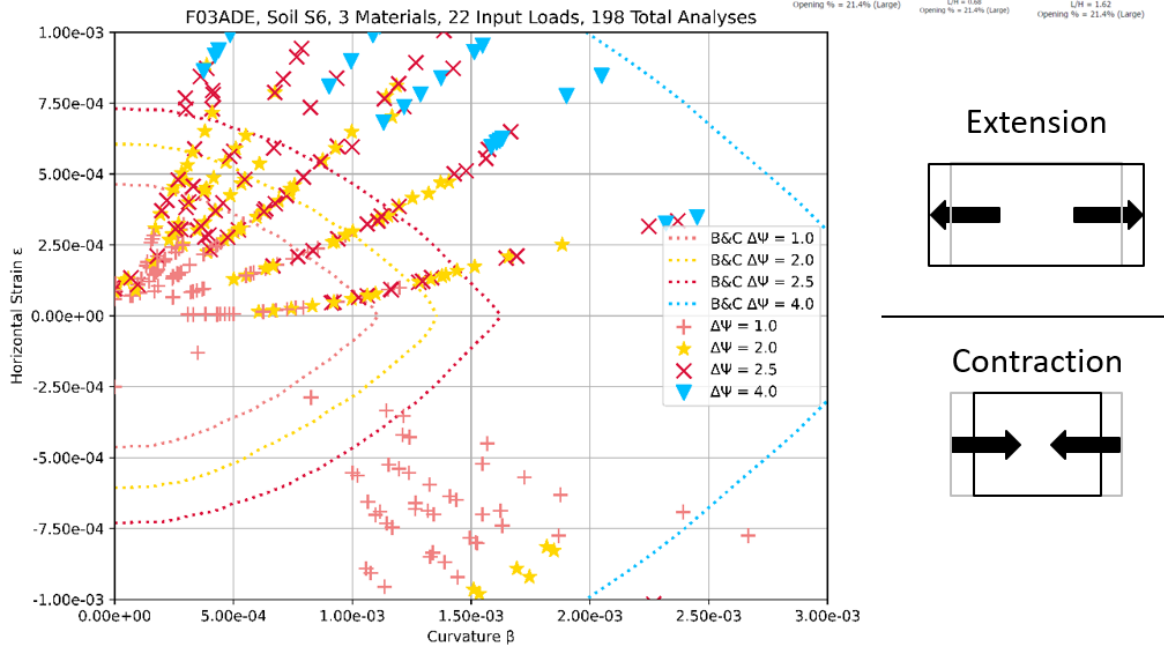
Contraction



Figuur A.21. Façade 3 – Variation of model length: comparison F03A-F03B-F03C.

Damage Points – F03ADE

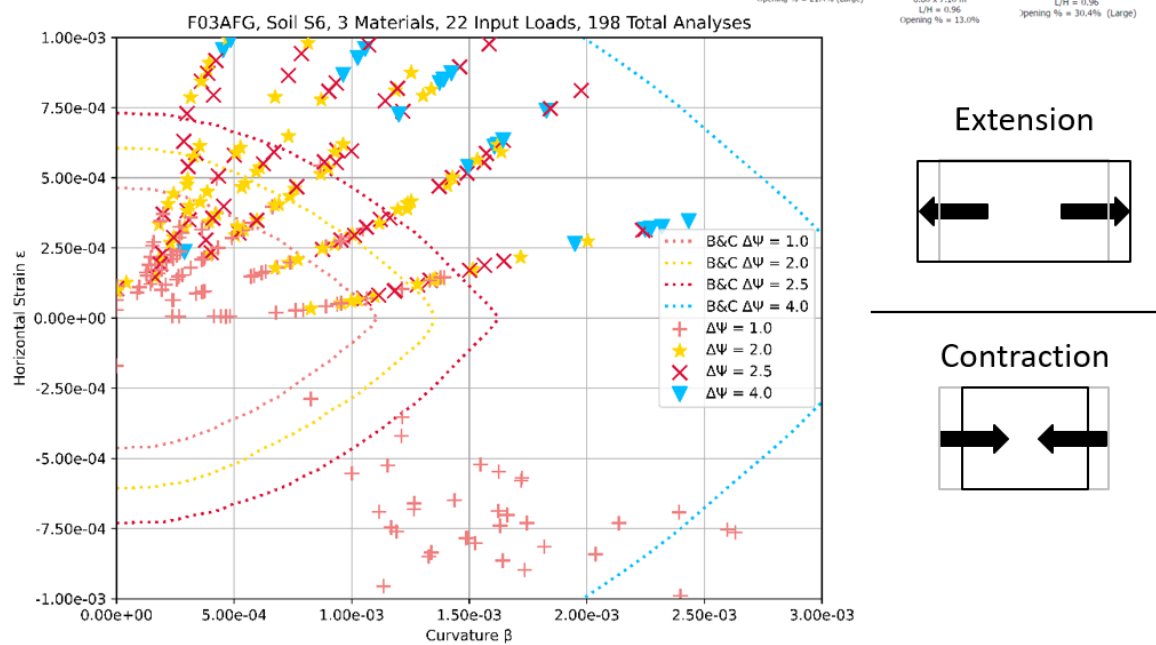
F03 – Height



Figuur A.22. Façade 3 – Variation of model height: comparison F03A-F03D-F03E.

Damage Points – F03AFG

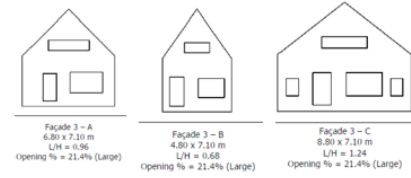
F03 – Opening%



Figuur A.23. Façade 3 – Variation of model opening %: comparison F03A-F03F-F03G.

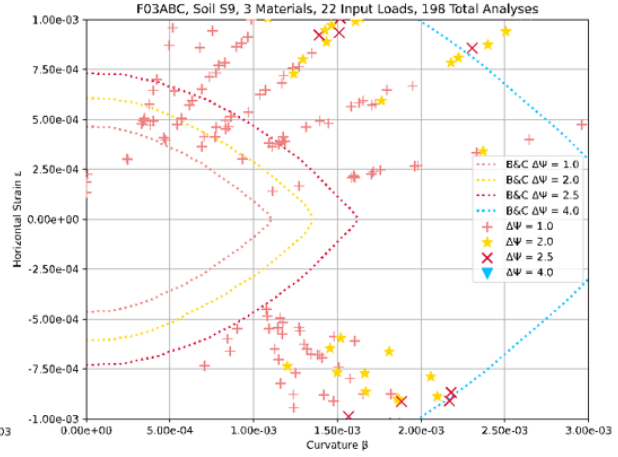
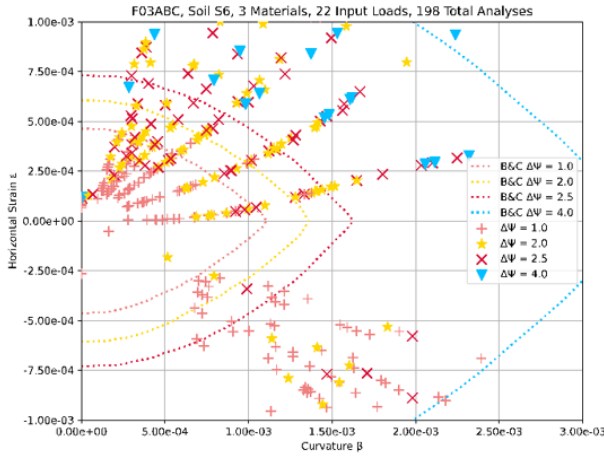
Damage Points – F03ABC

F03 – Soil



Soil 6

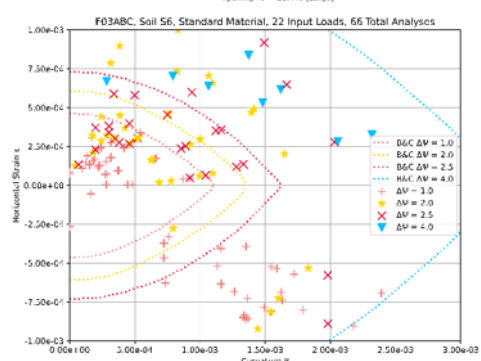
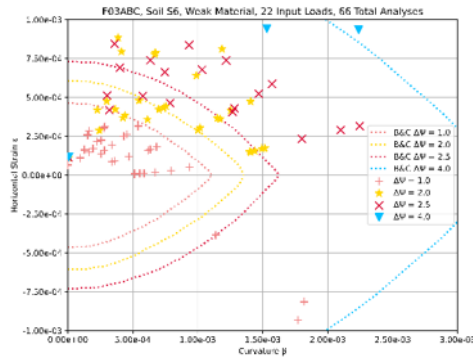
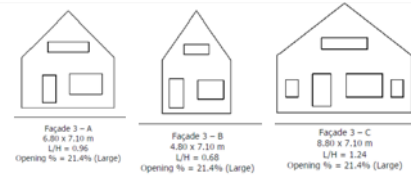
Soil 9



Figur A.24. Façade 3 – Variation of model soil type: comparison soil 6-soil 9 for façades F03A-F03B-F03C.

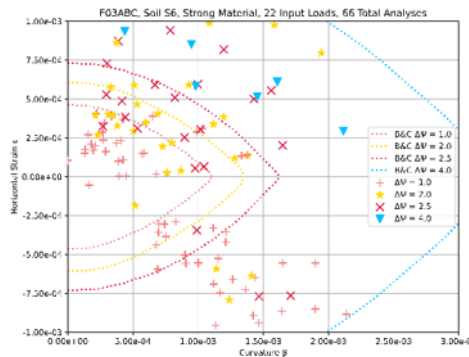
Damage Points – F03ABC

F03 – Material



Weak

Standard

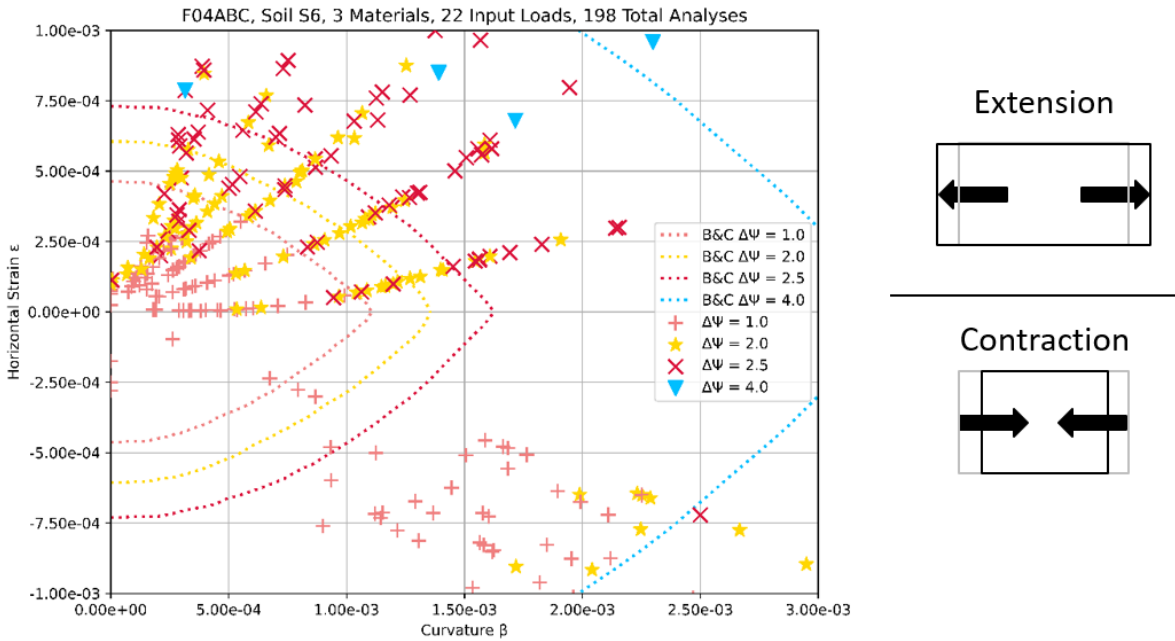


Strong

Figur A.25. Façade 3 – Variation of model material: comparison weak-standard-strong masonry for façades F03A-F03B-F03C.

Damage Points – F04ABC

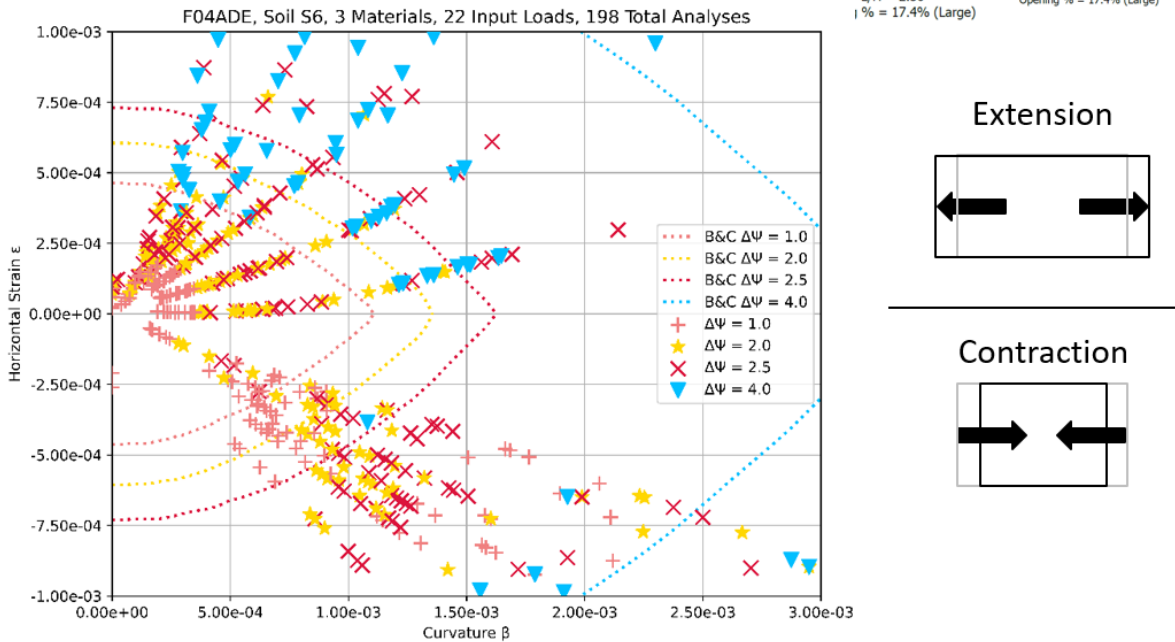
F04 – Length



Figur A.26. Façade 4 – Variation of model length: comparison F04A-F04B-F04C.

Damage Points – F04ADE

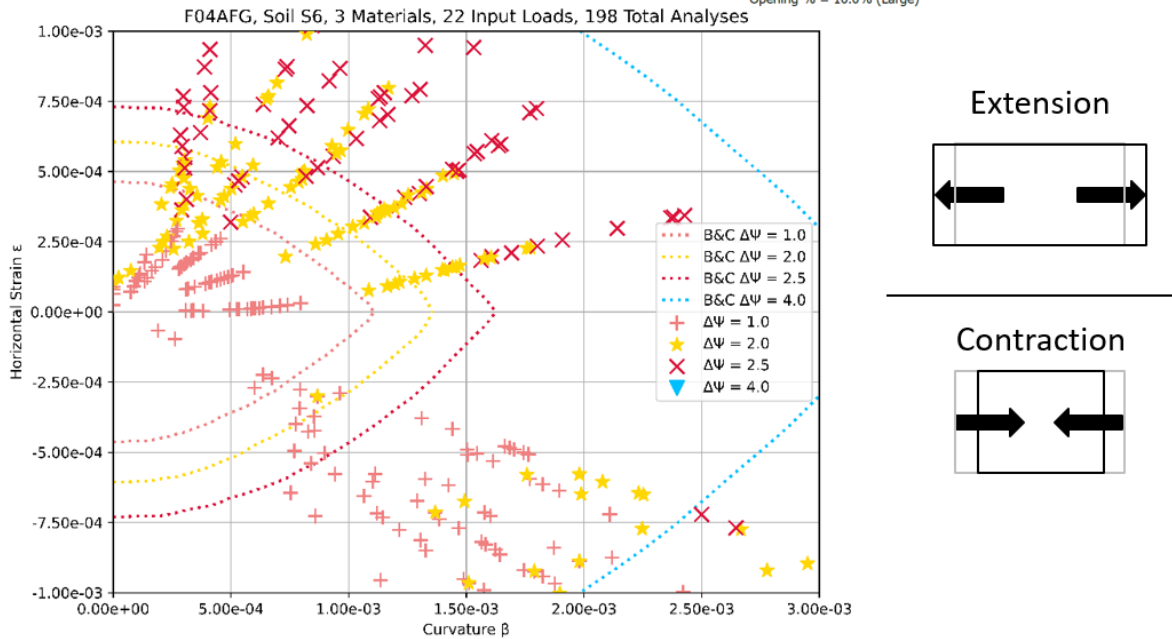
F04 – Height



Figur A.27. Façade 4 – Variation of model height: comparison F04A-F04D-F04E.

Damage Points – F04AFG

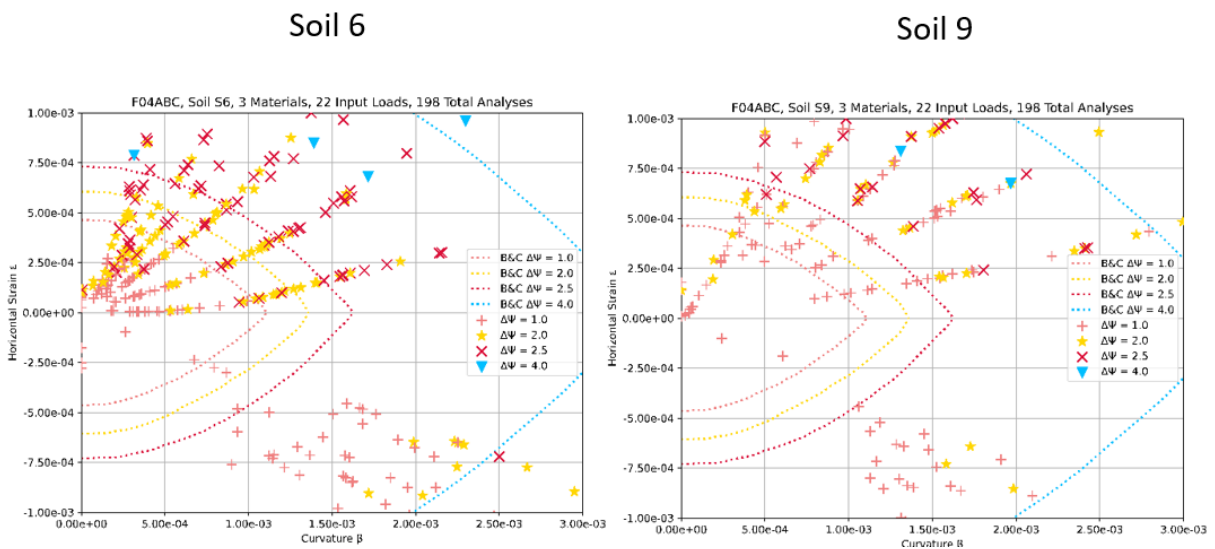
F04 – Opening%



Figuur A.28. Façade 4 – Variation of model opening %: comparison F04A-F04F-F04G.

Damage Points – F04ADE

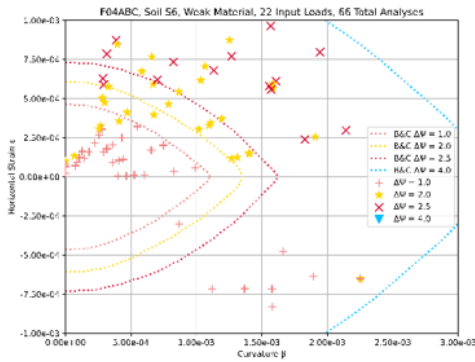
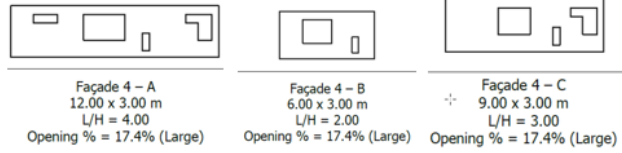
F04 – Soil



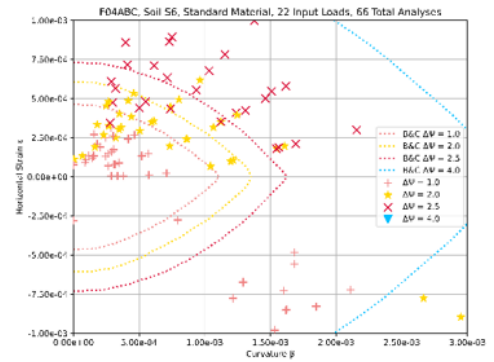
Figuur A.29. Façade 4 – Variation of model soil type: comparison soil 6-soil 9 for façades F04A-F04B-F04C.

Damage Points – F04ADE

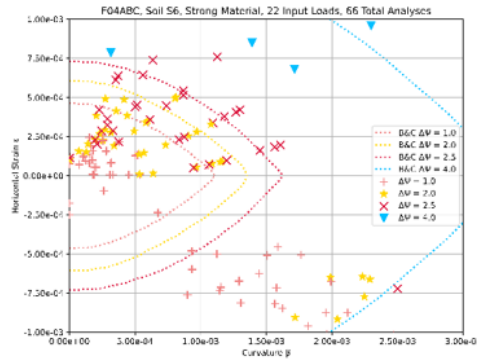
F04 – Material



Weak



Standard



Strong

Figuur A.30. Façade 4 – Variation of model material: comparison weak-standard-strong masonry for façades F04A-F04B-F04C.

BIJLAGE 2 Numerical simulations on the effect of temperature loadings

To understand damage and attributing it to different possible causes, it is interesting to compare the damage from mining-induced soil deformations with damage from other causes. As an example, this appendix studies damage from temperature loadings, as frequently occurring from day-night and seasonal changes. A temperature increase or decrease of a façade relative to its foundation or soil underneath, imposes a strain difference, the damage from which can be compared to the damage from mining-induced horizontal strain difference. In this light, this appendix provides an insight, and two examples are elaborated upon: the coupled soil+façade model subjected to temperature variation in the façade, and an uncoupled façade-only model subjected to temperature load induced at its bottom.

Façade on soil block subjected to temperature variation loadings

Façade F01A with standard masonry properties on Soil 6 (sand), is subjected to temperature variations of +/- 40°C, both in cooling and heating. The temperature variation is assumed as a gradient non-linear function over the height of the façade. The function describes a possible scenario of differential temperature variation in which the top part of the façade receives more heat/cold, while the foundation, which is embedded in soil, is subjected to a much lower variation of temperature. An overview of the façade and of the temperature variation over the height is given in Figure B.1. The weighted average temperature is then computed from the non-linear function. The value is equal to +/-33.76°C (Figure B.1). The thermal expansion coefficient α for clay masonry is taken as 7.6E-6 m/m/°C. This parameter determines the evolution of stress and strain, depending on the boundary conditions, as to whether the thermal expansion/contraction is restrained or not, as sketched in Figure B.2. The coupled soil+façade model from the present study is used, which allows for a direct comparison with the mining-induced strain loading. In the model, the top edge of the façade is kept free, while the foundation is connected via non-linear interfaces to the soil block.

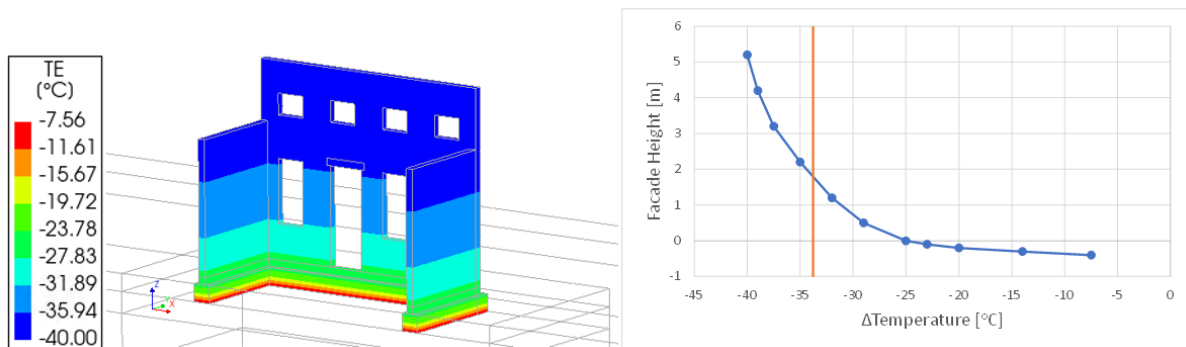


Figure B.1. Temperature decrease contour applied to Façade F01A (left). Plot of temperature variation over the height of the façade (right). The orange line depicts the nominal temperature, computed as weighted average temperature over the height of the façade (= +/-33.76°C).

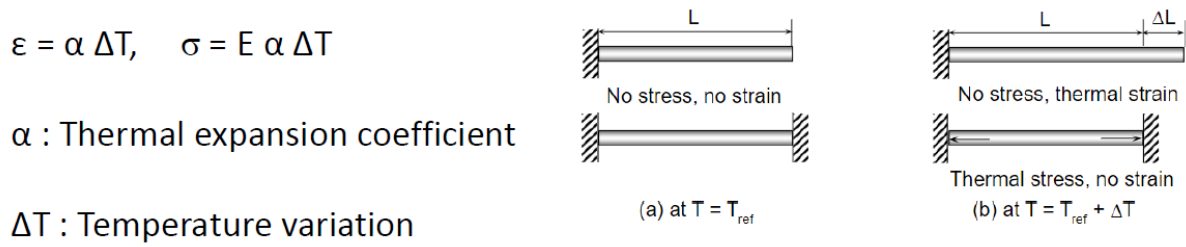


Figure B.2. Strain and stress relationships for temperature variation, depending on boundary conditions (free versus constrained). Thermal coefficient α for clay masonry is taken as 7.6E-6 /°C.

In the analysis, the temperature loading is applied incrementally, and cracking is recorded. The results for the temperature loading are compared to the results for a pure horizontal soil strain

extension/contraction loading applied at the soil block, for the same façade. The comparison is made between:

- decrease in temperature versus horizontal soil strain extension;
- increase in temperature versus horizontal soil strain contraction.

Although the global strain profiles obtained in the façade from the loadings are different, the delta-strain between the top and bottom of the façade is comparable. Figure B.3 shows that, for decreasing temperature loading and pure positive (extension) horizontal soil strain loading, the base of the façade has a horizontal deformation larger than the top part (the two images at the top). On the opposite, for the cases with increasing temperature and contraction soil strain, the façade shows a V shape deformation with less horizontal deformation at the bottom than at the top (the bottom two plots in Figure B.3). The resulting delta-strain profiles have been schematically added to Figure B.3, along with the deformed meshes for façade F01A.

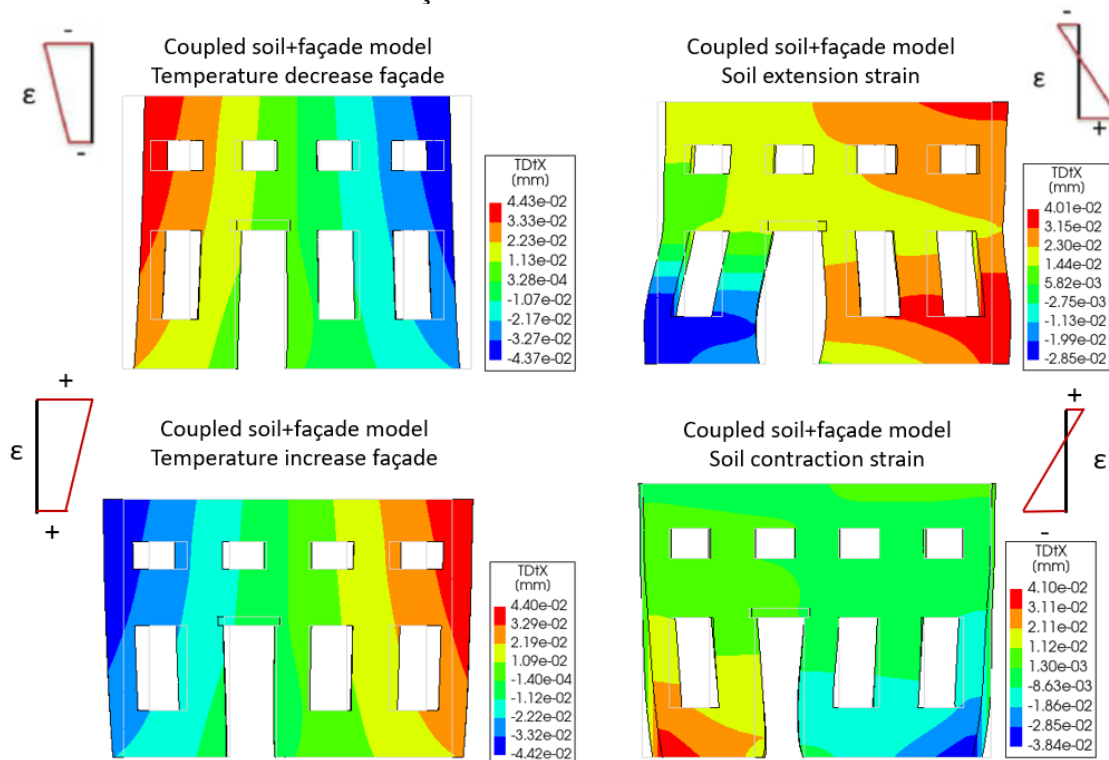


Figure B.3. Contour plots of horizontal displacement of F01A subjected to temperature variation (left) and horizontal soil strain loading (right). Top: temperature decrease and soil extension strain. Bottom: temperature increase and soil contraction strain. For the coupled soil+façade model. The sketched strain profiles show the sign of the strain at top and bottom of the façade. Deformed view magnified 10 000 times.

Figure B.4 provides the results in terms of the increase in damage ($\Delta\Psi$) with increasing input strain. For the models in which horizontal soil strain is applied, the greenfield strain recorded from the soil block without the façade is considered, in line with the two-step procedure throughout this study. For the temperature variation, the nominal strain is considered, multiplying the thermal coefficient α with the nominal temperature variation, as described above, referring to the nominal temperature of 33.76°C instead of the 40.0°C at the top (see Figure B.1). The corresponding damage patterns can be found in Figure B.5 and B.6.

When a decrease in temperature is assigned to the façade, the initiation of cracks appears for a similar value of greenfield strain and temperature strain, between 5 and 10E-5 and a ΔT of -14.4°C. For the temperature loading, cracking appears more brittle with a faster growth of $\Delta\Psi$ than for soil deformation. This is also related to the fact that the crack localizes and propagates in vertical direction, while for the soil strain loading we observe more cracks and also diagonally. Once the crack develops

($\Delta T = -27.2^\circ\text{C}$), the damage level of the façade is always larger than that produced by soil deformation, even when increasing the horizontal input strain (Figure B.5).

When increasing the temperature, the damage level Ψ remains below a value of 0.5, even when the ΔT reaches $+40^\circ\text{C}$. The comparison of $\Delta\Psi$ with increasing greenfield/nominal strain as well as the damage patterns appear similar for the two models, Figure B.6. Both models do not show major tensile stresses at the top (the absence of constraint at the top avoids stress concentration at the top) and the damage is not affected by the compression at its base.

An important note concerns the non-linear behaviour of the façade. Since cracking and damage are involved, the relationship between temperature increases or decreases and damage is not proportional.

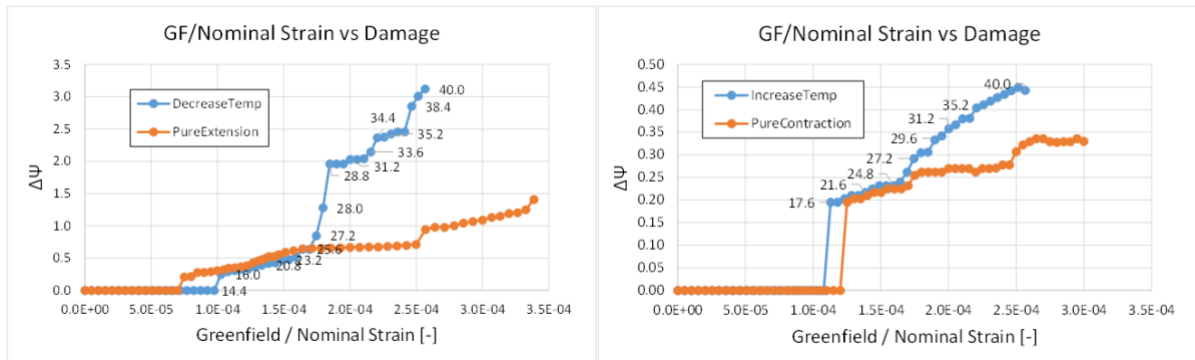


Figure B.4. Soil+Façade model F01A. Greenfield/nominal strain versus increase in damage plots for decreasing temperature/pure extension strain (left) and increasing temperature/pure contraction strain (right). Label numbers in the plot refer to the delta temperature (starting from 0).

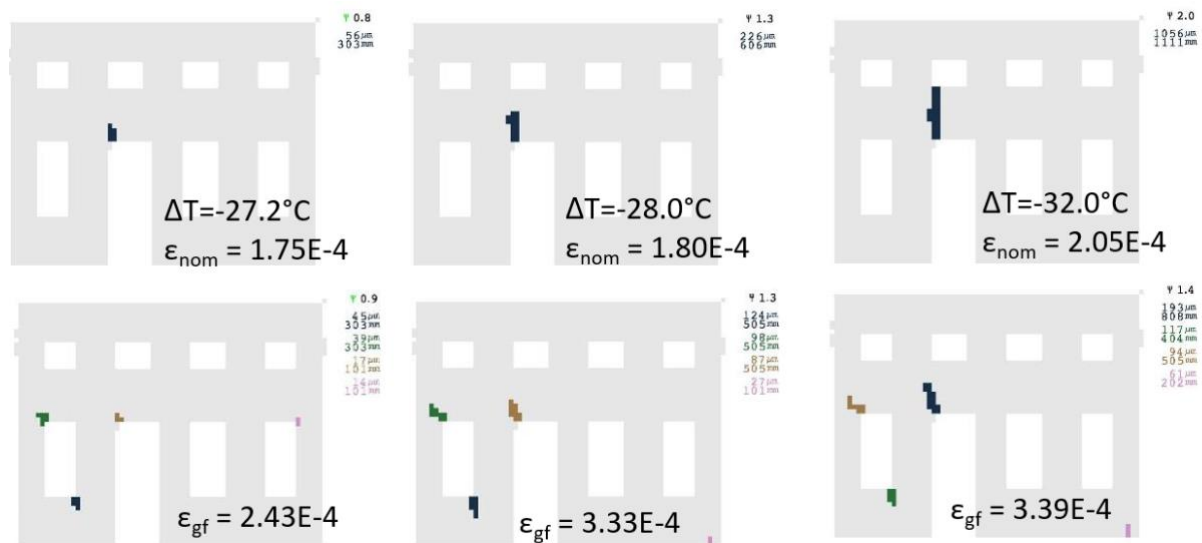


Figure B.5. Soil+Façade model F01A. Evolution of damage for decrease temperature load (top) and for pure extension soil strain load (bottom). Nominal and greenfield strain reported.

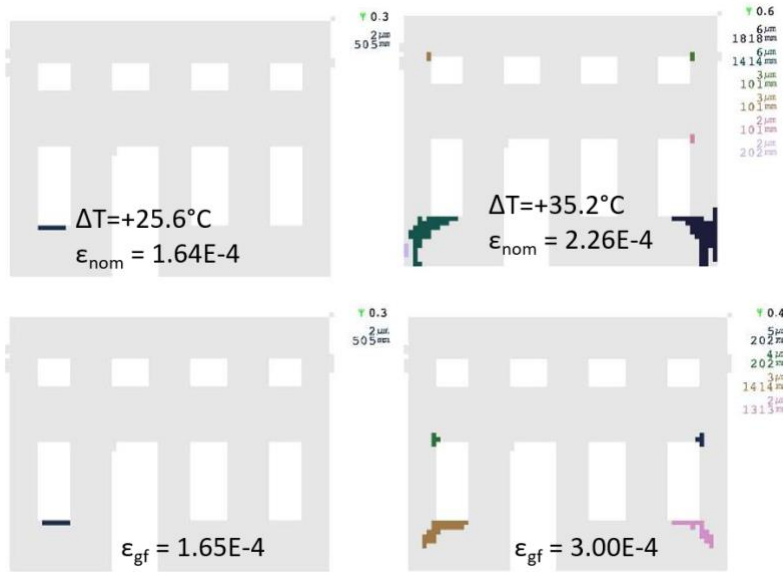


Figure B.6. Soil+Façade model F01A. Evolution of damage for increase temperature load (top) and for pure contraction soil strain load (bottom). Nominal and greenfield strain reported.

Façade on rigid foundation subjected to temperature variation loadings

A second set of models is investigated, in order to evaluate the influence of boundary conditions and obtain similar façade deformations as in the models subjected to soil deformation. To achieve this, the soil block and the transversal walls are removed from the model, keeping only the façade and foundation. The latter is modelled as linear elastic material. Vertical and horizontal supports are applied at the bottom of the foundation. The temperature variation is uniformly applied to the entire foundation element (and not to the façade). After the application of the gravity loading, the horizontal supports are deactivated (except one single node at the centre of the façade for numerical stability) to allow the façade to deform horizontally (Figure B.7). Such a temperature deformation imposed from the bottom permits the façade to deform in a similar manner as the façade (on a soil block) subjected to horizontal strain loading. The horizontal displacement contours are shown in Figure B.8. In this case, as for the soil expansion/contraction, the strain loading is introduced from the bottom, deforming the façade above.

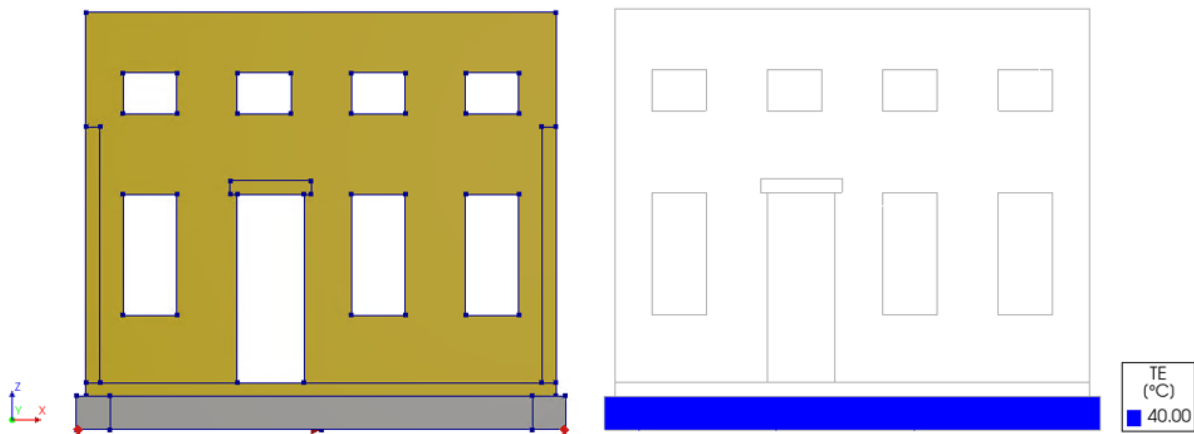


Figure B.7. Façade without soil, modelled with linear elastic masonry foundation (left). Temperature increase applied to the foundation (right).

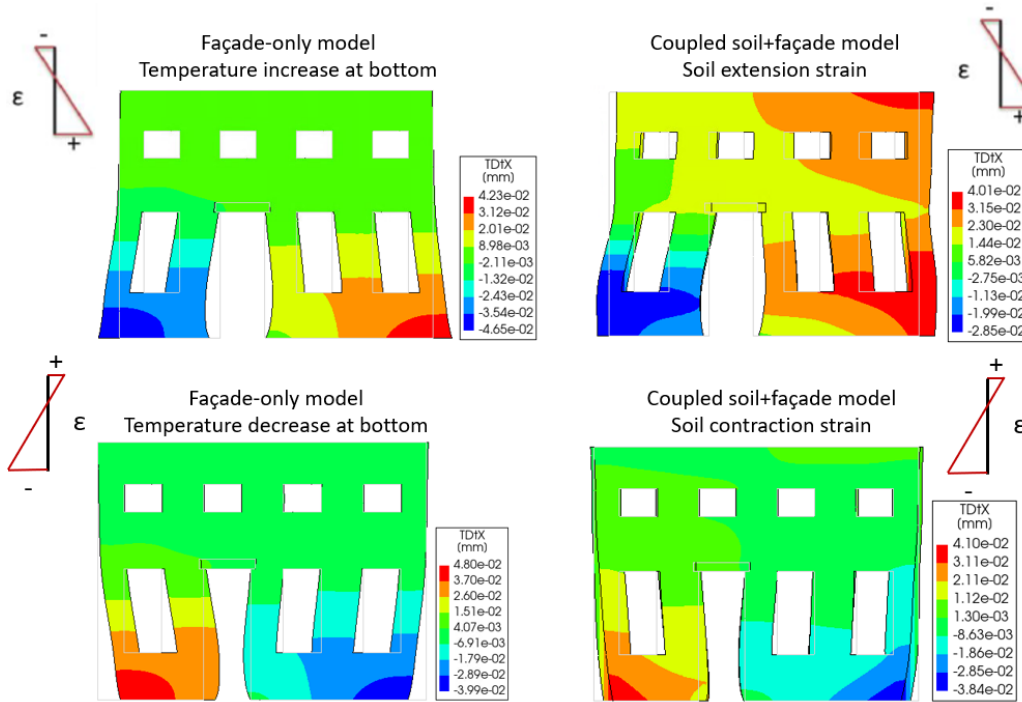


Figure B.8. Contour plots of horizontal displacement of F01A subjected to temperature variation (left, model with only façade and no soil) and horizontal soil strain loading (right, model with soil+façade). Top: temperature increase and soil extension strain. Bottom: temperature decrease and soil contraction strain. The sketched strain profiles show the sign of the strain at top and bottom of the façade. Deformed view magnified 10 000 times.

Figure B.9 shows the increase in damage ($\Delta\Psi$) with increasing greenfield/nominal strain. The temperature action at the foundation level produces visible damage at a positive ΔT of 8°C. A $\Delta\Psi$ of 1.5 is reached for a nominal strain which is three times lower than the greenfield strain (for the case of soil extensional strain loading). The damage starts vertically from the foundation until reaching the lower edge of the window. When ΔT goes up to +36°C, a vertical crack running from the door to the window at the first floor appears (Figure B.10).

When the temperature at the bottom decreases, the damage in the façade develops at a slower rate, producing mostly flexural cracks at the base and at the top of the piers at the ground floor. Damage due to temperature action is, also in this case, higher than that due to soil deformation (Figure B.11).

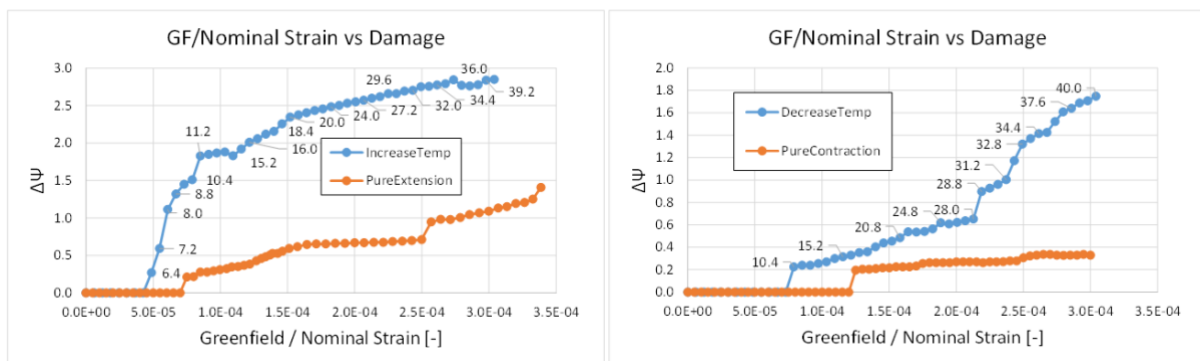


Figure B.9. Façade only model F01A. Greenfield/nominal strain versus increase in damage plots for increasing foundation temperature/pure extension soil strain (left) and decreasing temperature/pure contraction soil strain (right). The soil strain loading was on the coupled soil+façade model. Label numbers in the plot refer to the delta temperature (starting from 0).

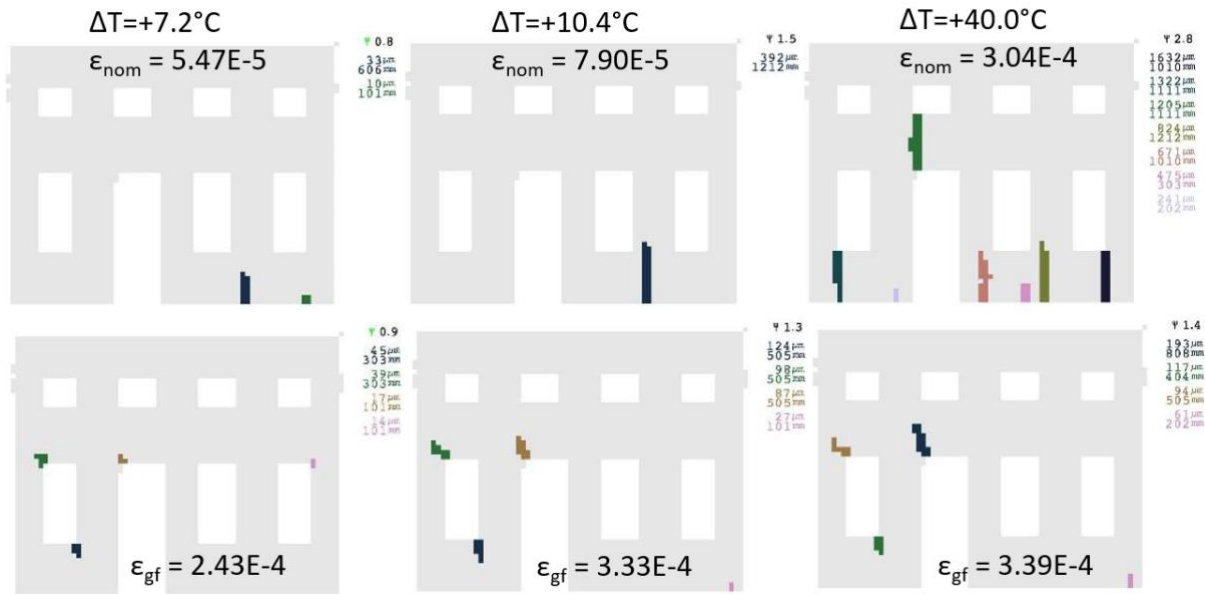


Figure B.10. Façade F01A. Evolution of damage for increase temperature load at bottom of façade-only model (top) and for pure extension soil strain loading in façade+soil model (bottom). Nominal and greenfield strain reported.

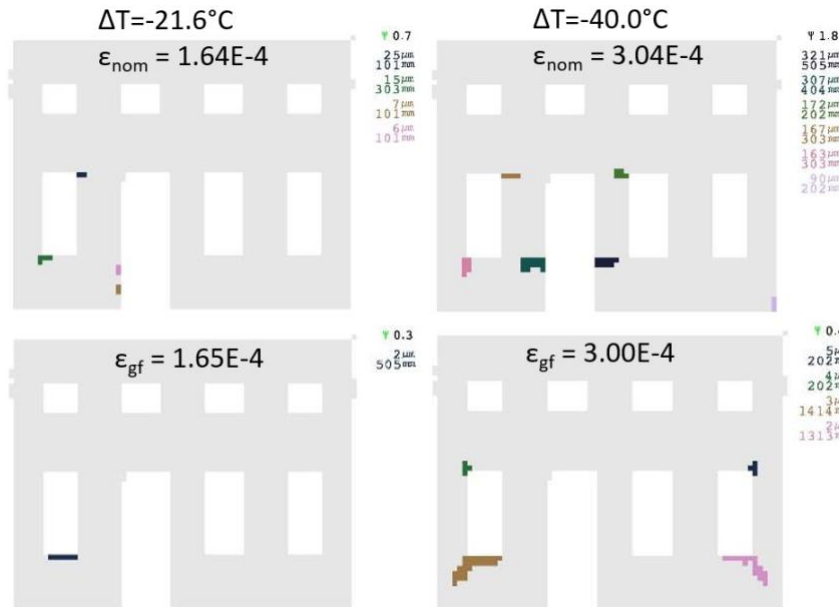


Figure B.11. Façade F01A. Evolution of damage for decrease temperature load at bottom of façade-only model (top) and for pure contraction soil strain loading in façade+soil model (bottom). Nominal and greenfield strain reported.

Although variations have thus been made in boundary conditions and way of applying the temperature load, it must be noted that this appendix is limited to only one type of façade. Variations in geometry, façade type, material parameters and other parameters, as applied in the other parts of this study, have not been carried out. The results must therefore be seen as merely indicative. However, in the early stage of the project, with preliminary coupled models, also a façade without openings and with a higher L/H ratio has been analysed for temperature loading. That analysis showed that a thermal strain difference of appr. $1.6E-4$, equivalent to a temperature variation of $25^{\circ}C$ over the façade, yielded the same level of damage $\Psi=1$ as compared to a horizontal soil strain loading of $1.8E-4$. This supports the indicative outcome of this appendix.

Concluding remarks

Façade F01A has been subjected to temperature variation, either positive or negative. The increase of damage at increasing delta-temperature is compared to the increase of damage produced by horizontal

soil deformation. The temperature loading has been applied in two ways. First, by modelling the façade on a soil block including a temperature gradient over the height of the façade. Second, by using an uncoupled façade-only model and imposing a thermal strain from the foundation at the bottom. For both cases, the increase in damage for nominal temperature strain loading ($\alpha \Delta T_{\text{nom}}$) has been compared to the increase in damage for horizontal green-field soil strain loading. While the models on a rigid foundation are more standard and are comparable to typical modelling strategies in literature, the models with the soil block are more advanced. The flexibility of the soil allows some release of the imposed temperature strains which in turn results in lower damage. This is a more realistic depiction in contrast to the more conservative model with the rigid foundation.

Nonetheless, for both cases it can be concluded that the damage level and damage evolution for the typical and frequently occurring temperature load is very much comparable with the damage level and damage evolution from a horizontal soil strain load, for the same level of strain applied (greenfield soil strain vs. nominal temperature strain). Indicatively, the results show that a temperature gradient of 20 to 30°C produces similar damage as a horizontal soil strain loading of 1.5 to 2.5E-4.

BIJLAGE 3 Probability Contours for Greenfield Soil Horizontal Strain and Angular Distortion

The 3600 models provide each a relationship between greenfield horizontal soil strain, greenfield angular distortion, and the Ψ damage intensity parameter. This relationship can be discretised at specific values of Ψ to generate a large number of data points. If Ψ is collected at intervals of 0.1, then about 135 thousand points can be collected. Note that every model reaches a maximum Ψ for the applied soil strain and curvature. In fact, models representing more robust typologies, with few openings, low L/H ratio and strong material for example, may only reach relatively low values of Ψ . This will be considered further ahead.

The large number of data points can be utilised to derive expected values of Ψ at given combinations of greenfield soil horizontal strain (ϵ) and angular distortion (β) as in the graph from Boscardin and Cording (1989). Moreover, these can be used to generate contours at various levels of probability. These are the goals of this section.

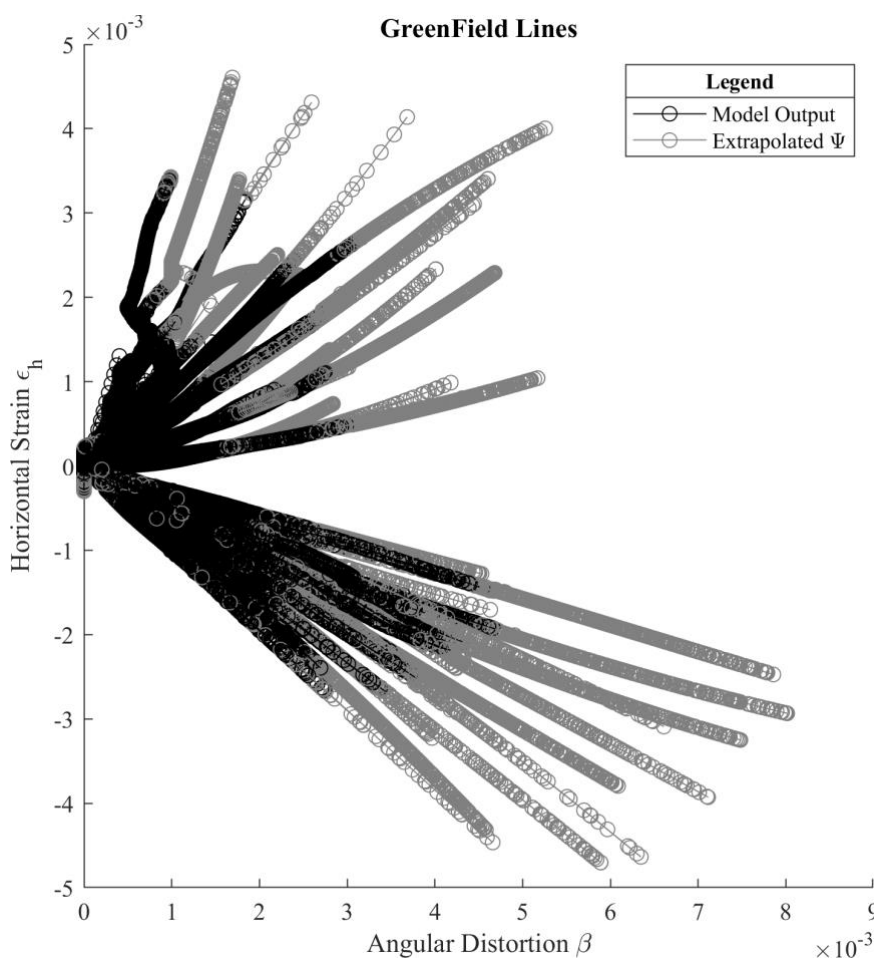


Figure C.1. All the data points extracted directly from the numerical models.

Clustering of Data Points

The 135 thousand individual data points are distributed in the strain-distortion space as shown in Figure C.1. These can be clustered into a mesh that is logarithmically spaced over the range of values detected for ϵ and β . The logarithmic spacing ensures that the cells at low values of ϵ are smaller than the cells at large values of ϵ . The mesh is refined such that each cell encompasses a few data points from the models. Inevitably, some cells will be empty, where no model data is available, while others, in a densely packed area, will include hundreds of points. The goal is to maximise the number of cells with more than ten data points. About 6500 cells are defined.

Within each cell, related to a specific combination of ϵ and β , the mean value of Ψ can be calculated. This would produce the average value of Ψ if all the data points were equally relevant.

Weighting of Model Results

Within each cell, however, various data points will originate from different models. The selected models are representative of real cases but are not distributed in such a way that they also follow the distribution of reality. For example, an equal number of models have been generated for the various materials; yet, if the material strength is normally distributed, models with a strength closer to the mean strength will be more likely in reality. To account for this effect, the models are weighted; these weights are then used to compute a weighted mean for the value of Ψ within each ϵ - β cell. The weights follow from the distributions illustrated in Figure C.2. Because of the large number of possible combinations, each model will receive a unique weight.

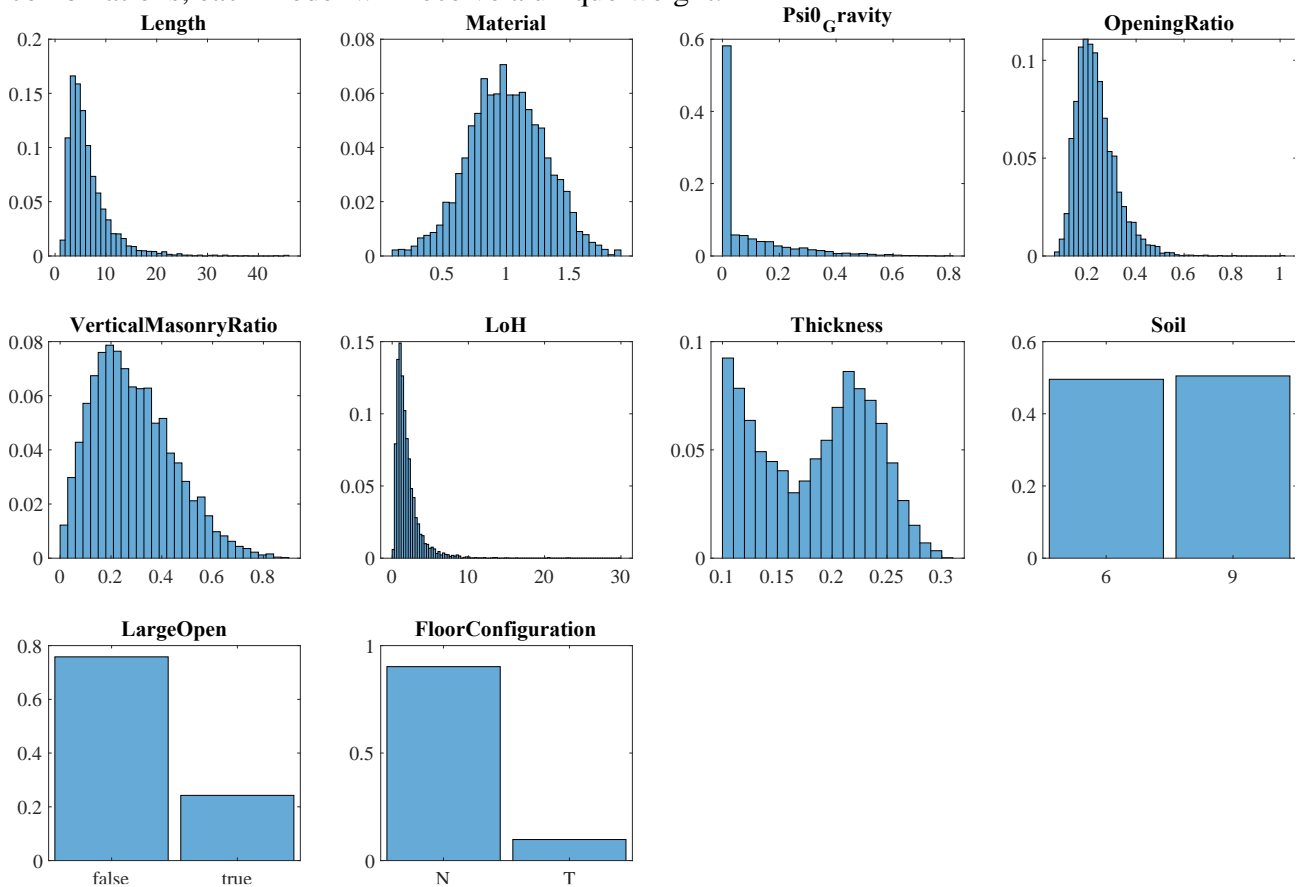


Figure C.2a. Probabilistic distributions for the various model features. These are used to determine the relevance of each model. Histograms shown on the basis of one thousand samples.

The process is further explained with Figure C.2b. Here, four examples of ϵ - β are presented. These are semi-randomly selected to illustrate distinct cases. First, two cells with relatively high values of ϵ - β show also large values of Ψ . The various values from the models are collected into a histogram that displays the distribution of Ψ for this cell. Two distributions are fitted to the weighted and the unweighted data: a normal and a lognormal distribution. Moreover, the weighted mean and weighted median for the cell are also marked. Finally, the global expected value, considering neighbouring cells is also indicated; see next paragraph.

For a perfectly symmetrical normal distribution, the median, mean and expected values are identical. The median corresponds to the value with a 50% probability of exceedance. However, for a skewed or lognormal distribution, these values will differ. For this reason, the expected value might not align with the 50% exceedance probability and corresponds instead to the most likely value of Ψ for that cell.

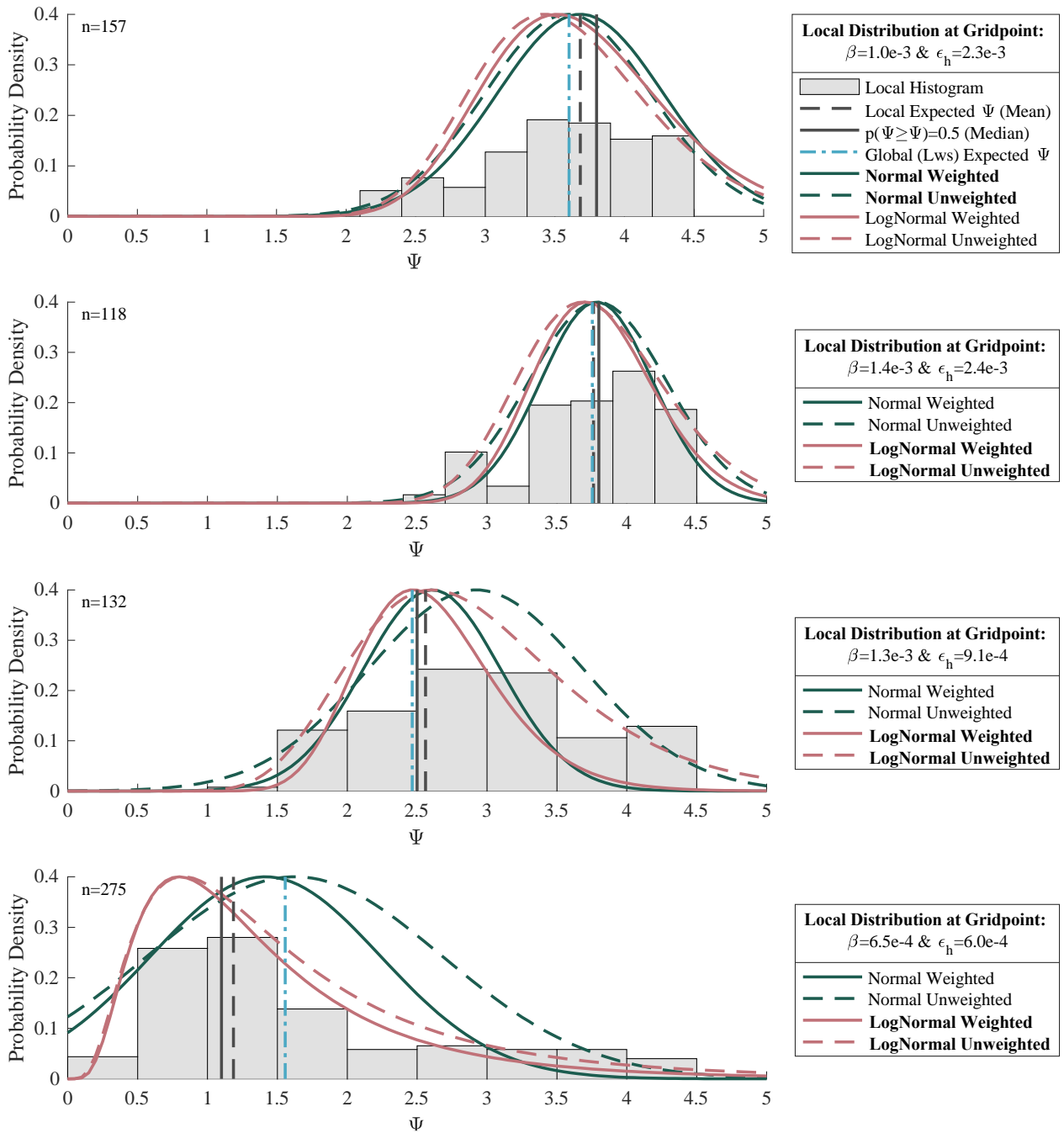


Figure C.2b. Four examples of distributions at the cell level. About 700 of such cells are evaluated to draw the Lowess surface.

Expected Values of Ψ

The Ψ values at each cell can be interconnected with isolines for formulating contours of iso- Ψ s. Since each cell will comprise points from various models, it is likely that some cells will contain a larger number of more relevant models than others. This means that the isolines need to consider the weights in each cell when being drawn. For this purpose, a locally-weighted scatter smoothing function is employed (lowess). This function uses linear regression, considering the given weights, to produce a two-dimensional surface that goes through each cell. The weight of each cell is the sum of the weights of the models within. This means that cells with a larger number of points will also be weighted more heavily; cells with a larger number of relevant models (standard material, typical L/H, etc) will also receive a higher weight. With this function, the weighted Ψ value considering neighbouring cells is thus computed. The following figures are the result of these contours.

Four figures are drawn with different scales and limits. This allows insight into different areas and quadrants of the ϵ - β space. Nonetheless, the data behind them is identical.

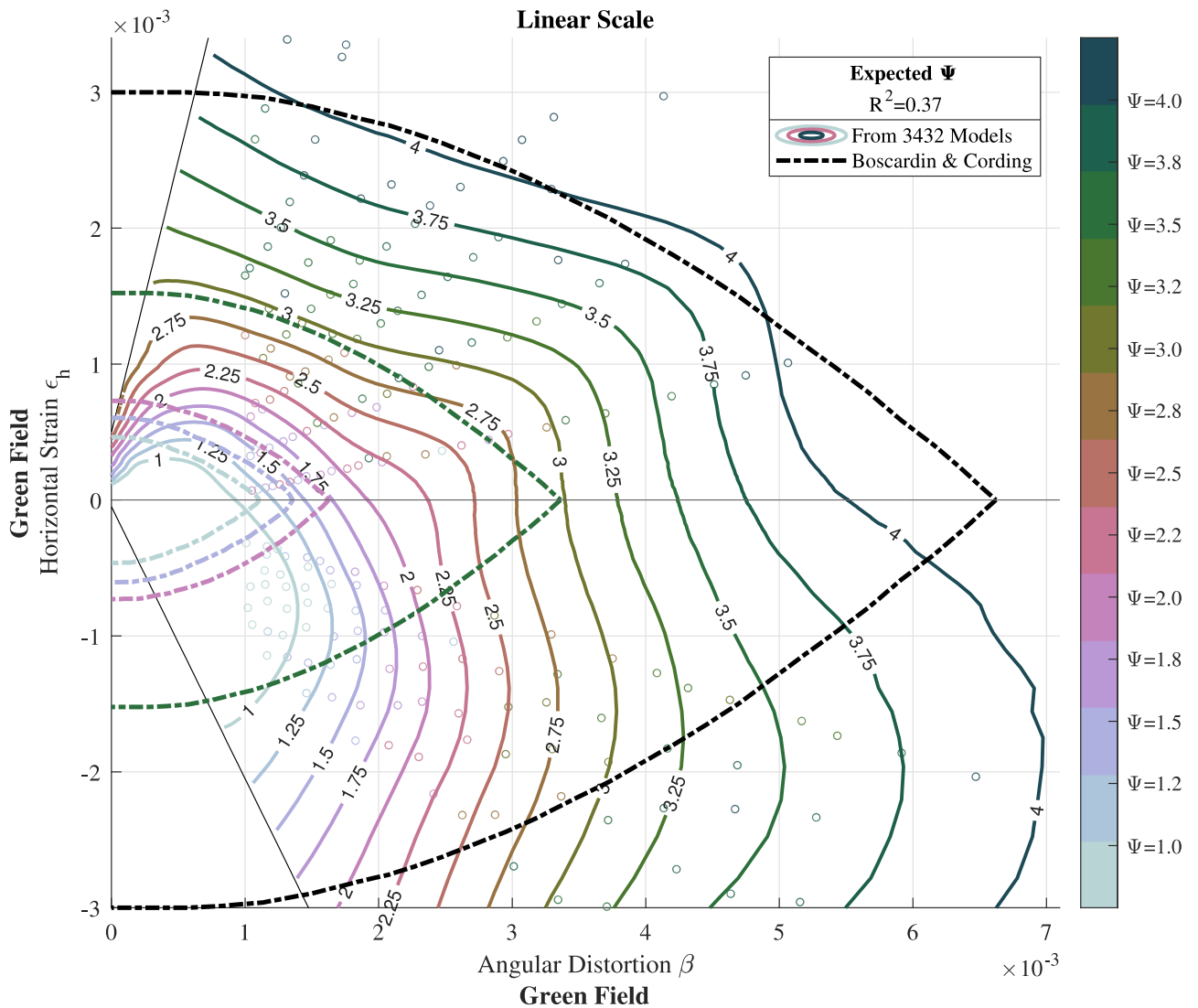


Figure C.3. ϵ - β against expected Ψ weighted contours. The contours are constrained at the left side by two straight lines. These limit the combinations of ϵ - β that yielded unrealistic non-linear behaviour in the soil models.

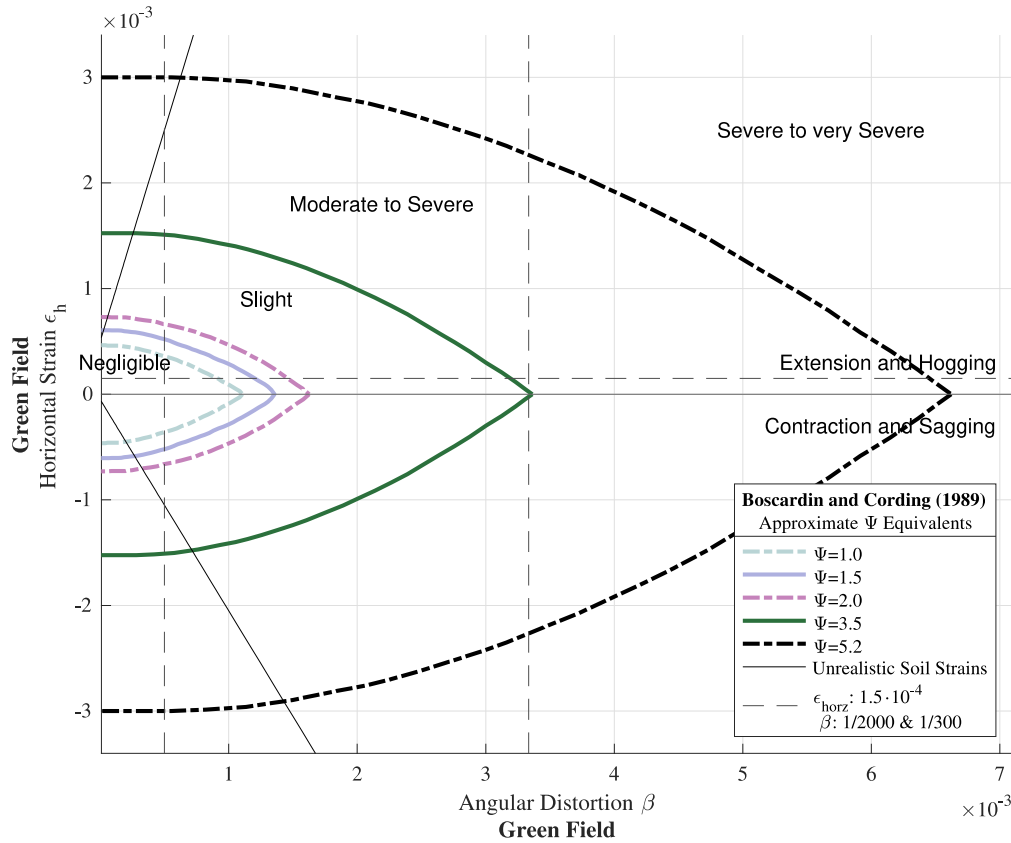


Figure C.3b. Descriptions of the damage scale from Boscardin and Cording in terms of approximate values of Psi. Note that a distinction between extension, contraction, hogging and sagging is not made.

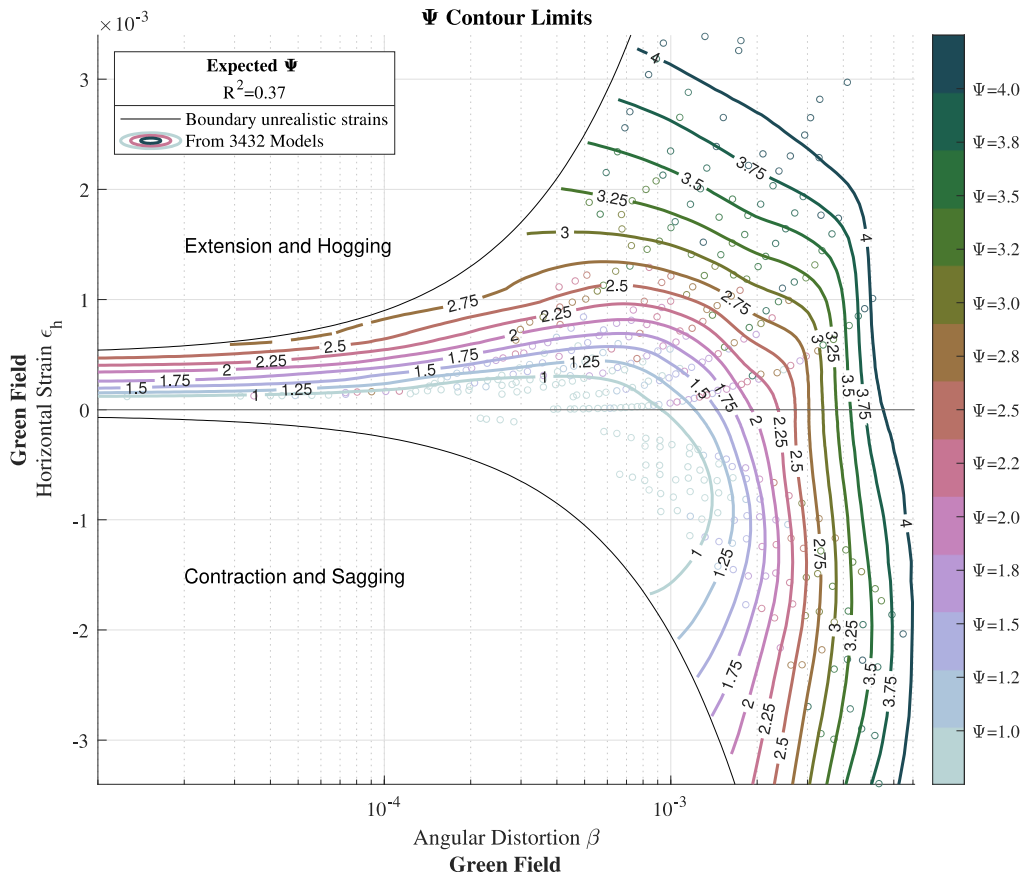


Figure C.4. As Figure C.3 but with β on a logarithmic scale.

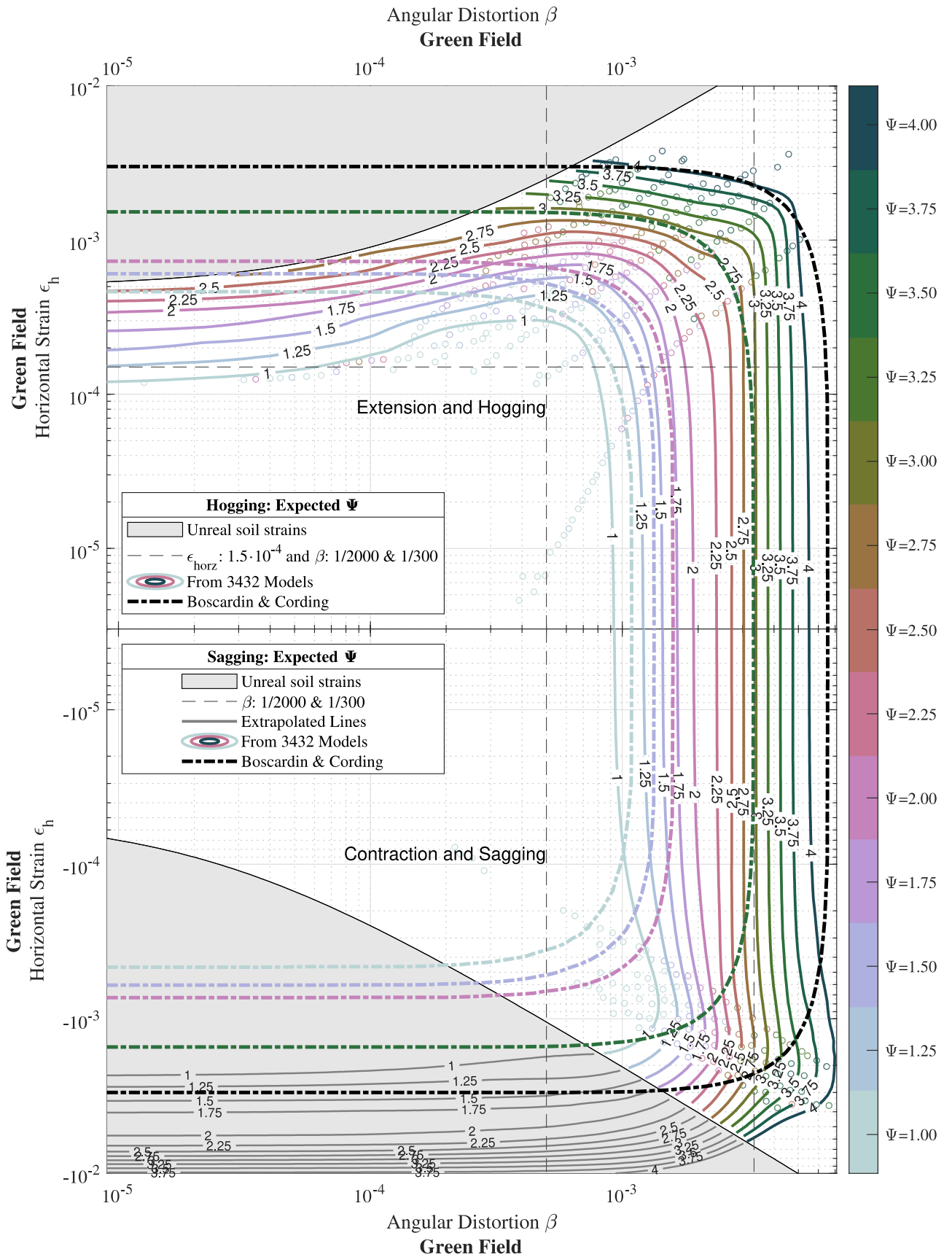


Figure C.5 & C.6. As Figures C.3 and C.4, but with both ϵ and β on a logarithmic scale. Comparison against the thresholds defined by Boscardin and Cording.

Distributions at the Cell Level

As explained, each cell in the ϵ - β space contains numerous data points from different models. Hence, a distribution can be visualised for each cell. Two types of distributions are investigated: a normal and a lognormal distribution. The latter is usually more applicable for low values of Ψ since a larger number of points will be skewed to a lower Ψ value. These distributions also allow using weights; the mean and standard deviation of the weighted data points are used to formulate a normal distribution, and the mean and standard deviation of the logarithmic of the data, give shape to the lognormal distributions. Three measures are used to determine which distribution is best fitting: the Shapiro-Wilk test, the Kolmogorov-Smirnov test, and the R-squared of the residuals. If none are suited, a normal distribution is used, and the weight of the cell is halved.

The distributions at the cell level can then be employed to calculate the cumulative probability of specific values of Ψ or the value of Ψ associated with a specific probability. A weighted lowest surface is used to interconnect the result of each cell with its neighbouring cells. Based on this strategy, the following figures are generated.

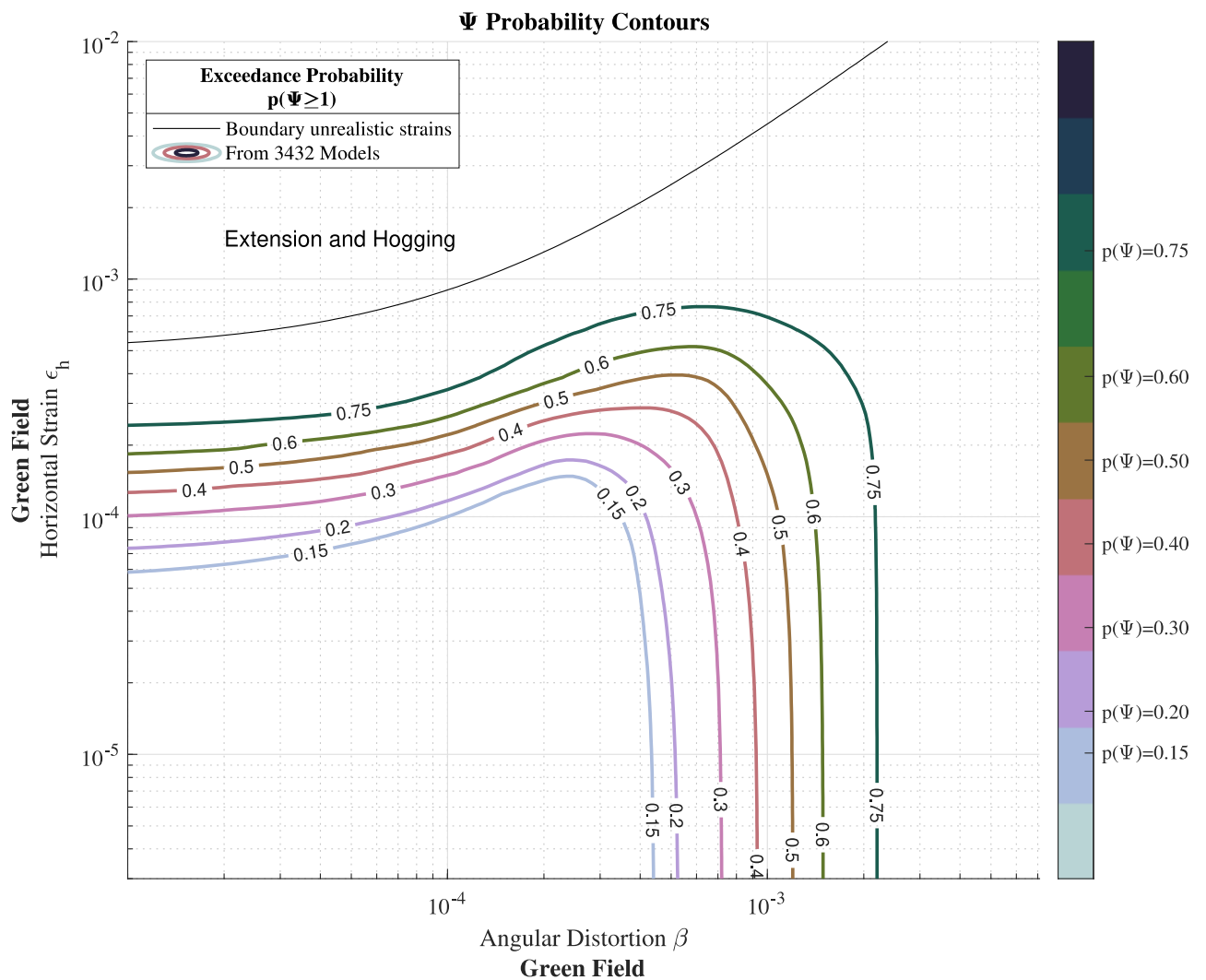


Figure C.7. Probability of reaching or exceeding $\Psi=1$ given a combination of ϵ and β . Results only in the quadrant for tensile horizontal strain and hogging angular distortion.

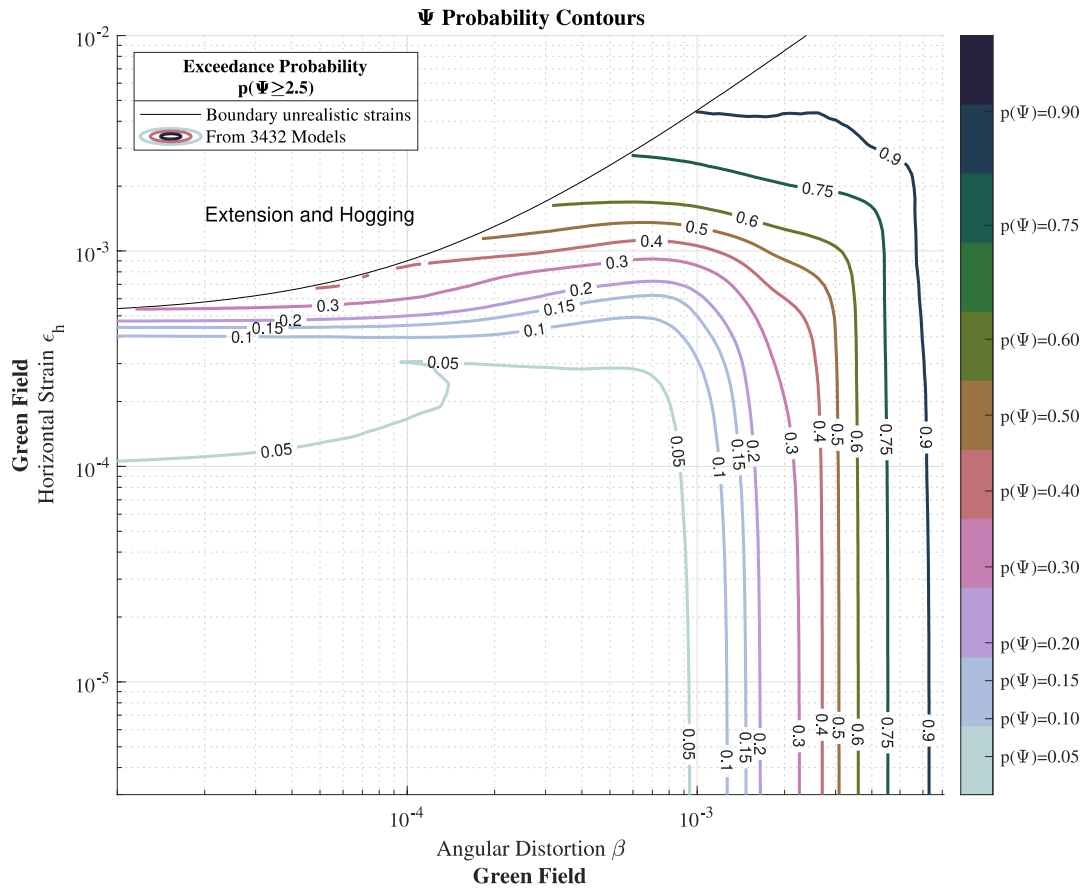


Figure C.8. As Figure C.7 but for $\Psi \geq 2.5$, corresponding to the upper threshold of DSI.

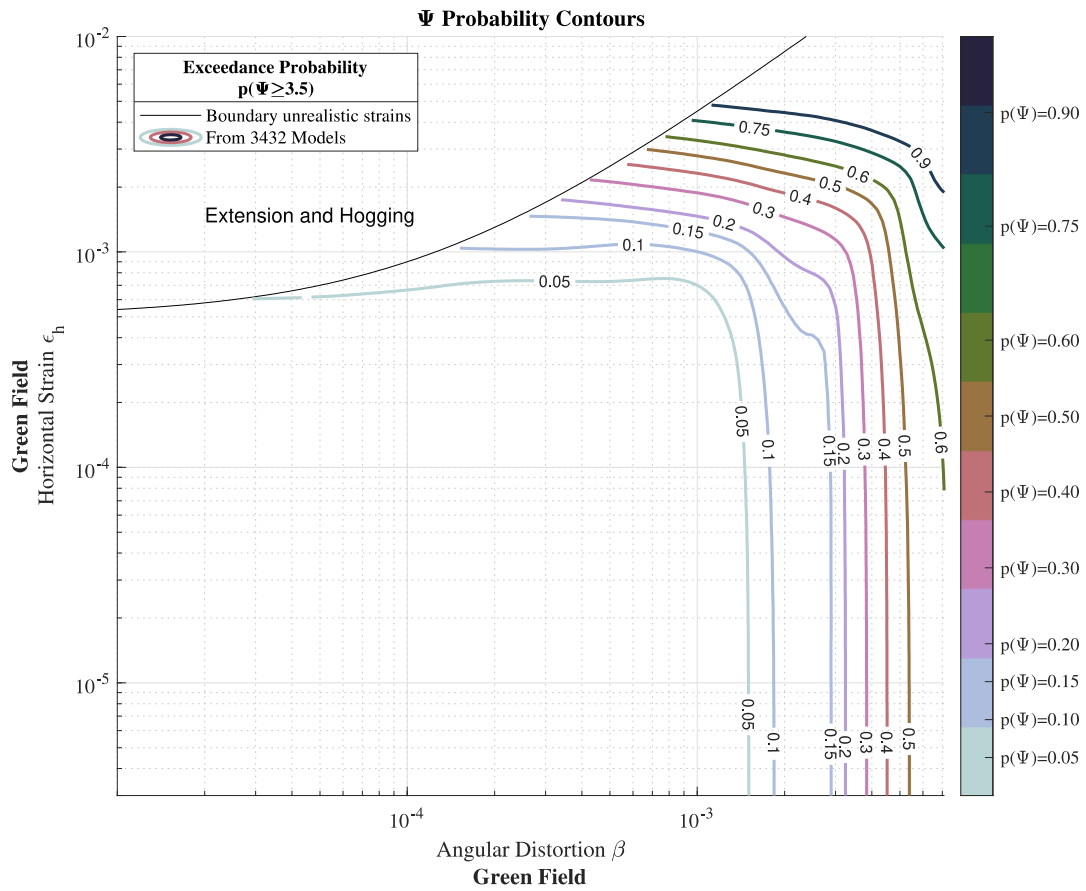


Figure C.9. As Figures C.7 and C.8 but for $\Psi \geq 3.5$ corresponding to the end of light damage.

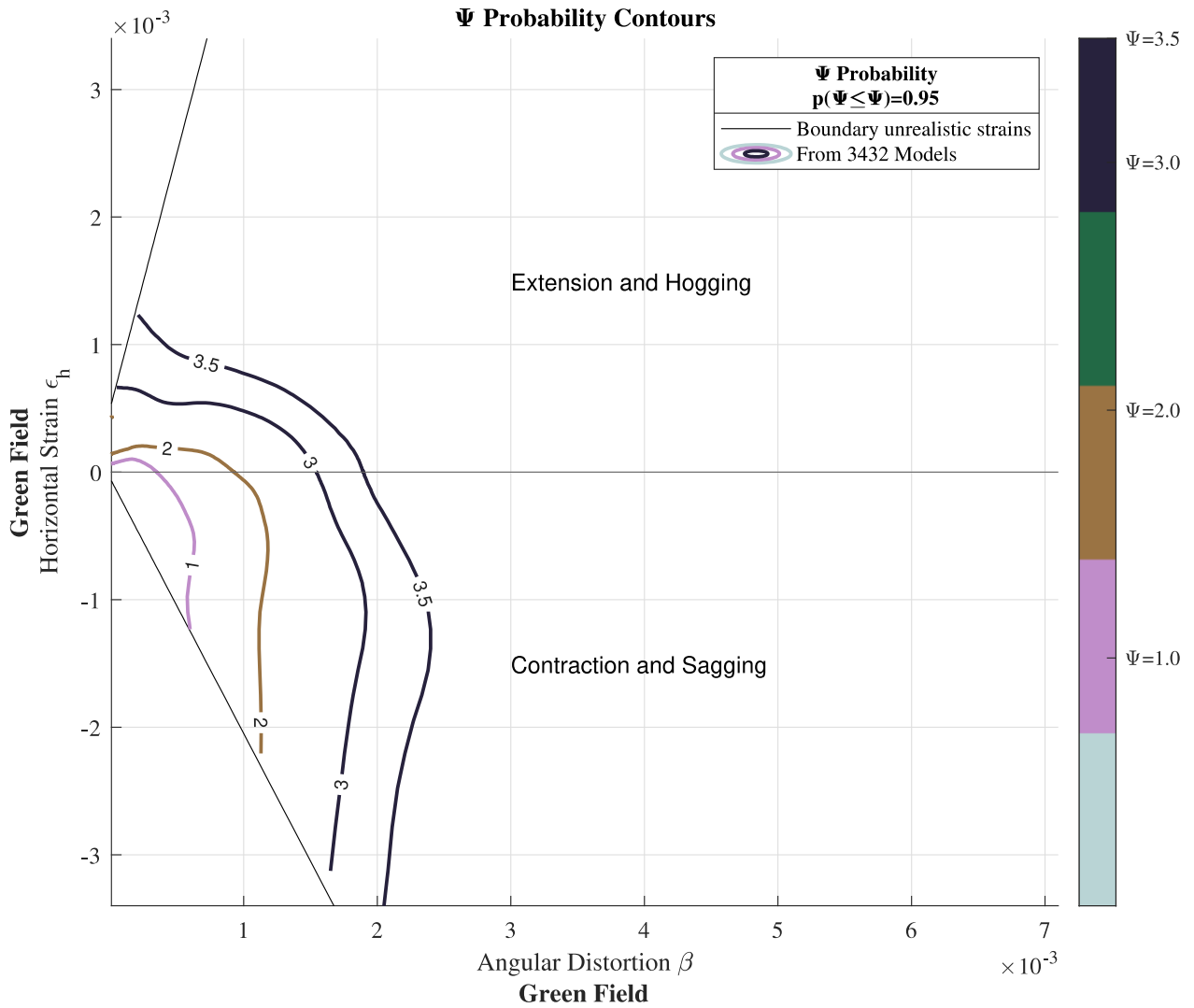


Figure C.10. The contour values of Ψ associated with an exceedance probability of 5%. This corresponds to the 95% confidence that at given combinations of ϵ and β , the indicated values are only exceeded in 5% of the cases. The probability of Ψ being below the indicated contours is 95%.

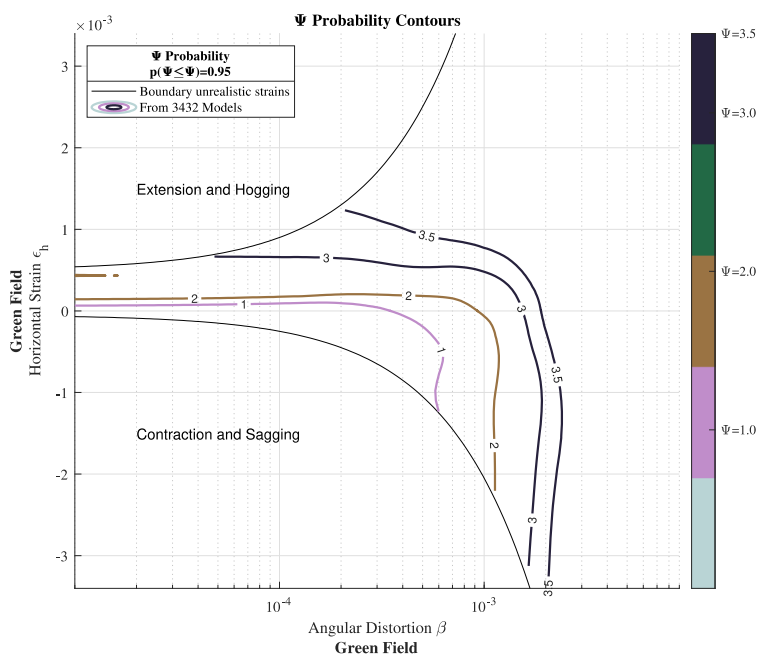


Figure C.10b. Idem but with the angular distortion on a logarithmic axis.

Fragility Curves at Rays

The graph from Boscardin and Cording (1989), hereon abbreviated as B&C, and the contour lines from Figure C.3 to C.10 can be intersected with planes on the ϵ - β space. Six planes or rays are of interest:

- The β axis at $\epsilon=0$ with an angle of $\theta=0^\circ$.
- The ray defined by B&C for a typical relationship of ϵ - β for cases of building settlement due to self-weight, where the relationship of $\epsilon:\beta$ is 3:40 ($\theta=4.2^\circ$).
- The ray at $\epsilon:\beta :: 17:50$ ($\theta=19^\circ$) for tunnels.
- The ray at $\epsilon:\beta :: 3:2$ ($\theta=56^\circ$) for shallow mines.
- The ray at $\epsilon:\beta :: 12:1$ ($\theta=85^\circ$) for deep mines.
- The ϵ axis at $\beta=0$ with an angle of $\theta=90^\circ$.

The two axes will be discussed first.

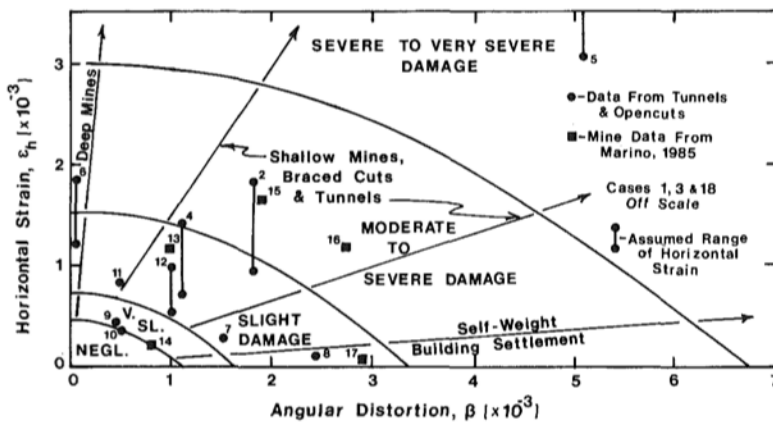


Figure C.11. From Boscardin & Cording (1989).

Comparison against earlier Studies

Figure C.12 shows the fragility curves derived from the contours (Figure C.3). The curves are drawn by connecting the points from the contours with a log-normal S-shape curve. Additionally, the curves are constrained by considering that some models never reach a high value of Ψ . For example, at a greenfield angular distortion of 1/500, 10% of the models do not exceed a value of $\Psi=2$ and will not develop a higher Ψ at any higher distortion applied. These models of invulnerable cases are counted to constrain the curves.

This approach is not entirely correct since the intensity of the soil hazard applied is a combination of ϵ and β , and the counting can only be done for a single hazard intensity. A single parameter to describe the intensity of the hazard as a function of ϵ and β has not been formulated yet. For the fragility curves, the approximation is sufficiently valid.

For the horizontal strain, the comparison is conducted against the crude estimation from Appendix J of the study on the effects of deep subsidence using worst-case modelling checks [5]. The two curves for $\Psi=1$ and $\Psi=2$ for tensile horizontal strain are compared with the fragility curves at the ϵ ($\beta=0$) axis. The comparison shows two aspects: first, the mean of the curves is higher than the comparison curves. This means that the earlier study was conservative in estimating the expected Ψ showing higher Ψ for lower values of strain. However, the second aspect is that the variability of the comparison study was very limited. Or, in other words, that the new fragility curves have a much larger variability. This higher variability also results in significantly higher probabilities of damage for low values of horizontal strain.

The reason for the difference in variability is multifold. First, the earlier study [5] incorporated probabilistic distributions in a crude estimation. The variability is based on three façades with no geometry variations; the material is limited to pre-1945 masonry, and the soil transfer is described with a fixed distribution derived from estimations from literature and some modelling checks. In this context, the variability of the current study comprises significantly more cases and it is sensible that this results in more flexible curves. Yet, a subset of the models, more representative of the comparison study, should be contrasted. This is done with the two variations presented. These consider models with an LoH of at least 1.2, more alike the three façades of the comparison study. Similarly, only opening ratios higher than 0.22 are included. Finally, the two variations differ in the soil profile employed; the more vulnerable curves correspond to soil 6 (variation 1) and the other set to soil 9 (variation 2). The second set has a steep variability that is similar to the comparison curves [5] but are significantly less vulnerable. The first set appear much flatter though the mean for $\Psi=1$ happens to coincide with the mean of the comparison study. The variations were selected to illustrate the large influence of the soil. In the comparison study, this factor was not extensively varied.

Considering the limitations of the earlier study, the comparison shows a surprising agreement between the curves with mean values slightly lower than those determined in the current study including non-linear soil models, realistic strain transfers, façade and geometry variations, etc.

The second graph in Figure C.12 shows the comparison against the curves generated by a study looking at the effect of angular distortion on building damage [6]; hence for $\varepsilon=0$. This study was conceived in a probabilistic fashion from the start. It includes a soil-structure interface that mimics the presence of the soil and is thus capable of distinguishing the applied distortion (akin to the greenfield angular distortion) and the distortion developing in the building. At the lower values of distortion (between 1:10'000 and 1:500), the curves are comparable with the curves displaying higher probability for $\Psi \geq 2.5$. For larger values of angular distortion, the comparison curves underestimate the probability of damage. This could be a limitation of the simpler FEM models, in particular to what pertains the inclusion of the soil, which is only represented by a non-linear interface.

The fact that the soil is important is emphasised by the curves showing the measured angular distortion (β_M). The difference between the measured and the applied β is due to the effect of the soil and could be interpreted as the transfer of the applied deformation. In that sense, the comparison curves appear to include soil that is too flexible and thus transfers less of the applied distortion; if the deformation were fully applied, the fragility is that represented by the curves assigned to β_M . The new curves lie in-between these comparison curves. A better comparison could be conducted by looking directly at β_M for the new curves; however, these are not available.

Additionally, the interface employed in the comparison models [6] has a restrictive action on cracks developing perpendicular to it. Vertical cracks growing from the bottom of the façades also require that the interface slides on both sides which is limited by the shear stiffness and strength assigned to the soil-structure interface. In contrast, the models on the soil block do not present this restriction. In fact, it is even possible for the cracks to continue into the non-linear soil. This means that lower damage is expected for the comparison models, as is the case in Figure 12.

Overall, for low values of β , it can be stated that the curves are in good agreement.

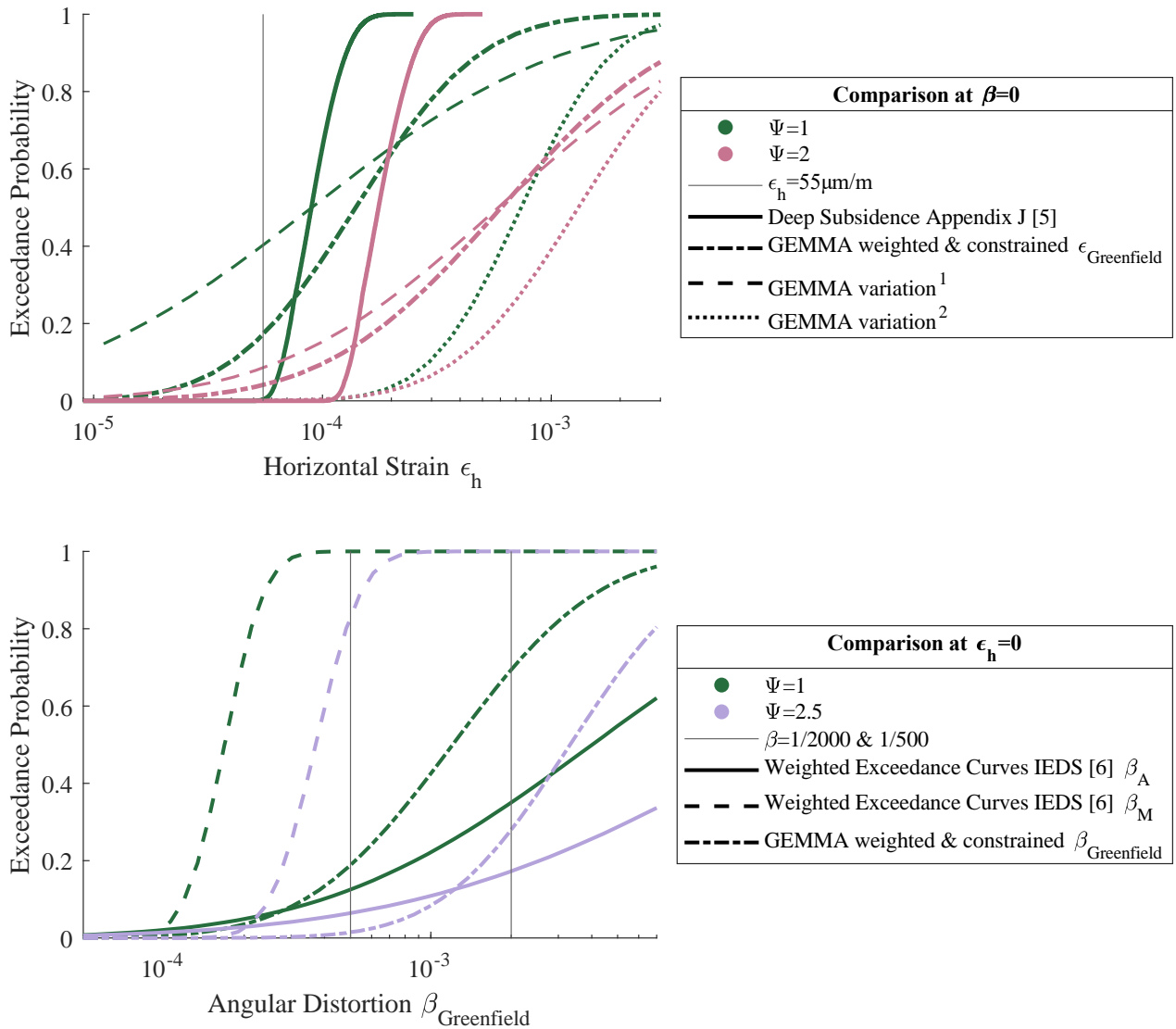


Figure C.12. Comparison against earlier studies: top [5] and bottom [6].

Finally, the remaining ‘rays’ can be drawn as a handy set of curves to directly estimate the probability of damage for typical situations; see Figure C.13. Given a situation, for example, settlement due to self-weight, which would be associated with a dominant angular distortion, the single value of distortion can be used to estimate the probability of Ψ . Simultaneously, the damage classes set by B&C are presented. At a distortion of $1/500$ ($2 \cdot 10^{-3}$), the probability of $\Psi \geq 1$ is about 55%, the probability of $\Psi \geq 2$ is about 25% and B&C would expect ‘slight’ damage. In contrast, for a case of deep subsidence (analogous to deep mining), a dominant horizontal strain of $2 \cdot 10^{-4}$ would indicate a probability of $\Psi \geq 2$ of about 75% but B&C would expect negligible damage.

It is likely that the complex strain transfer relationship, identified by the FEM, is responsible for the lower expectations of the B&C. The FEM observed, among other effects, that as façades become damaged, the transfer also increases. A cracked façade with a length of 5 metres, subjected to a strain of $2 \cdot 10^{-4}$ would show a single crack of 1 mm in width; this is consistent with a $\Psi=2$.

Sensitivity of influential model features

Figure C.14 presents the probability contours for $\Psi \geq 1$ given a combination of ϵ and β . However, each of the five graphs presents two sets of contours contrasting a specific model feature or parameter. The left most curves are segregated by the length/height ratio (LoH). Long façades ($\text{LoH} \geq 1.5$) are represented by the solid lines, while slender geometries ($\text{LoH} < 1.5$) produce the set of contours with the dashed lines. As expected, the longer façades are more vulnerable to combinations of ϵ - β ; this is

evident by the smaller envelopes of the contours. In comparison to the low LoH, identical combinations of ε - β lead to much higher probabilities of $\Psi \geq 1$. For example, at a strain of $1.5 \cdot 10^{-4}$ in combination with an angular distortion of 10^{-4} , the probability of displaying visible damage is about 20% for the slender façades but 40% for the longer façades with a higher LoH. The length over height ratio becomes one of the most influential parameters.

Similarly, the opening ratio is compared (not shown). Smaller ratios correspond to façade geometries with fewer or smaller windows (dashed lines). It is expected that these are slightly less vulnerable than façades with a higher opening ratio; this is also reflected by the curves. The differences, however, are not marked. In contrast, the vertical masonry ratio, which shows the minimum amount of masonry on any given vertical line on the façade, seems extremely influential. A larger masonry ratio indicates the openings are smaller or are not aligned on top of each other on the façade. In consequence, a vertical crack would have to travel through large portions of masonry to fully develop. Therefore, the probability of damage for façades with a large vertical masonry ratio is much lower than those with a higher ratio. The threshold of 0.22 is set based on the model variations; about 50% of the façade geometries lie below or above this limit. In comparison to the opening ratio, the vertical ratio is a much better predictor of damage sensitivity.

Next the soil profile is contrasted; two soil profiles were explored: Soil 6, which is mostly sand, and Soil 9, which contains large layers of clay and loam. The stiffer soil results in a higher probability of damage. This is because the greenfield strains are more easily transferred to the buildings. The softer soil reduces this transfer and cushions the deformations of the buildings. This must not be confused with the fact that buildings on softer soil might be subjected to larger values of distortion because of self-weight settlements or drivers present in the soil. In this study, the greenfield effects of drivers outside of the soil models are evaluated on a masonry façade. At identical ε - β combinations, the stiffer soils will lead to a higher probability of damage. In this light, the soil profile seems an influential parameter.

Finally, the right most graph of Figure C.14 compares the relative material strength. Since the material has three possibilities, the selected threshold separates a third and two thirds of the models. The weaker material is thus compared against the sum of the standard and strong materials. The results are not surprising, the weaker façades are more vulnerable than the stronger ones. However, it seems that the horizontal soil strain has a larger effect than the distortion. This seems reasonable since cracks are mostly driven by tensile strains.

In sum, this figure serves as an additional validation of the results by offering a reflection on the sensitivity of key model parameters. Two strong conclusions can be formulated:

- Long façades are significantly more vulnerable to soil-induced damage. Façades with a low vertical masonry ratio are herein especially vulnerable.
- The soil profile plays an important role; the softer the soil, the more likely it is that existing damage is unrelated to hazards outside the soil block, like deep subsidence.

Soil plays a key role

The comparison in Figure C.12 and the sensitivity shown in Figure C.14 demonstrate that the soil plays an important role. This could be explored in detail in the approach of this study which specifically includes non-linear modelling of the soil underneath the buildings. However, only two soil profiles could be investigated within the timeframe of this study. The strength of the modelling strategy should be further utilised, and additional soil profiles should be modelled; this will enrich the conclusions drawn from this study.

LogNormal Shape Parameters

Table C.1. presents the parameters of a log-normal S-curve distribution for the two axes and the four intermediate rays selected. The table highlights the Root Mean Squared Error which gives a measure of the goodness-of-fit of the log-normal shape to the contour steps intersecting the plane. The RMSE is calculated for a specific interval associated with the most relevant values of ε and β . For ε , values

between 10^{-5} and $3.3 \cdot 10^{-5}$ are considered; while for β , they vary between 10^{-4} and $5 \cdot 10^{-3}$. In this manner, the error refers to relevant parts of the curves. The values expressed in percentage are absolute probabilities, meaning that they represent the amount of error around the curves. For example, on the β axis ($\epsilon=0$), the curve for $\Psi \geq 2.5$ shows a probability of exceedance of about 25% $\pm 3.5\%$ at $\beta=1/500$.

Table C.1. Parameters mu and sigma of the lognormal fit to the fragility curves plotted at the axes and the specified rays.

Ray Angle °	Rays	Function Variable	$\Psi \geq 1$			$\Psi \geq 2.5$			$\Psi \geq 3.5$		
			μ	σ	RMSE	μ	σ	RMSE	μ	σ	RMSE
0.0	Zero Strain	β	-6.72	1.00	1.4%	-5.71	0.87	3.1%	-5.13	0.82	1.4%
4.3	Self-weight Settlement	β	-6.78	1.03	1.6%	-5.74	0.90	3.1%	-5.22	0.78	1.6%
18.8	Tunnels	β	-7.06	1.03	3.0%	-5.92	1.01	3.6%	-5.38	0.85	1.8%
56.3	Shallow Mines	β	-8.47	1.56	4.1%	-6.81	1.43	7.8%	-6.12	1.26	7.5%
		ϵ	-8.07	1.56	2.7%	-6.40	1.43	6.1%	-5.71	1.26	4.8%
85.2	Deep Mines	ϵ	-8.81	1.01	6.2%	-6.27	2.40	9.4%	-5.05	2.20	6.3%
90.0	Zero Curvature	ϵ	-8.87	0.99	6.4%	-6.78	1.36	4.8%	-5.66	0.76	2.0%

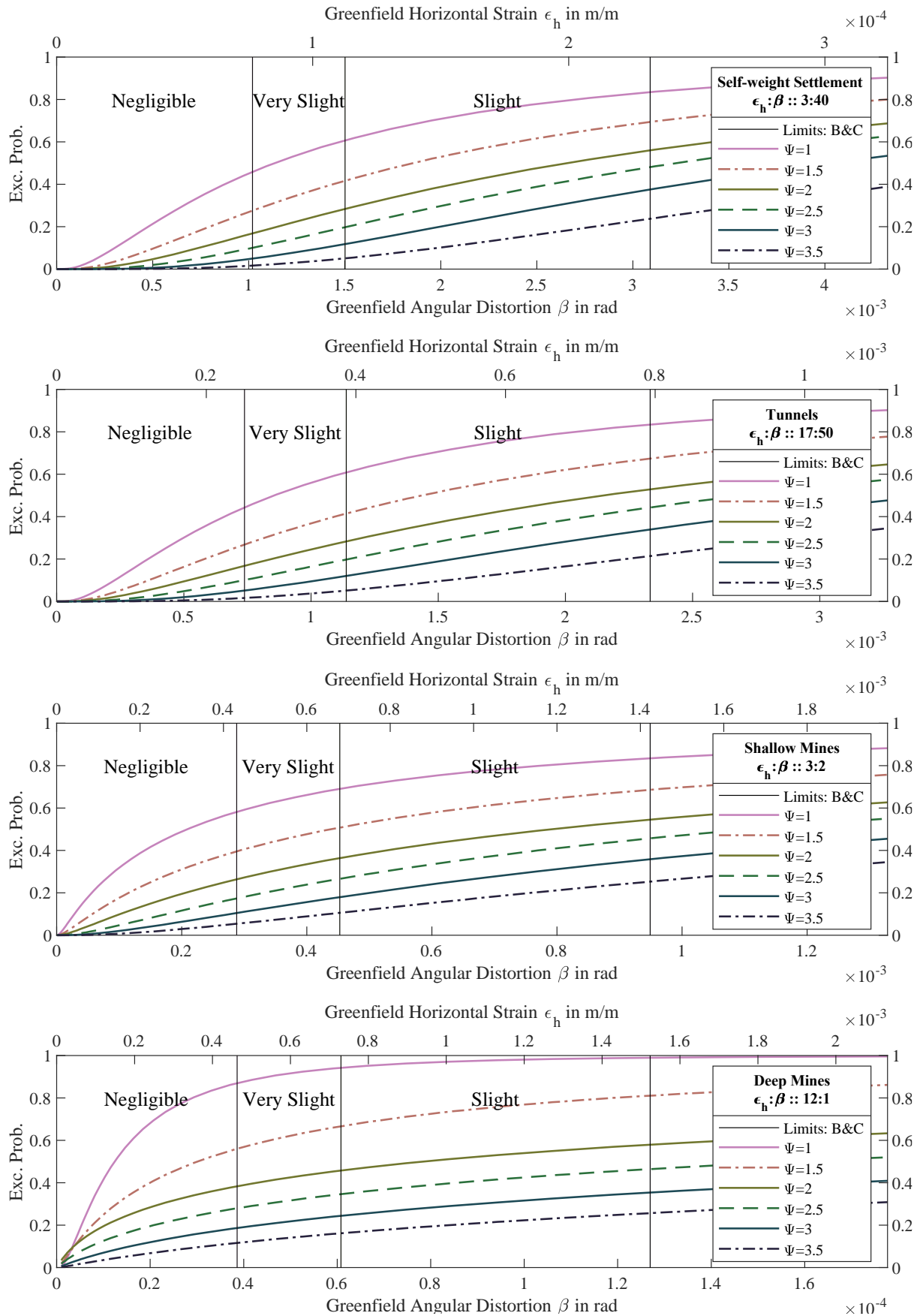


Figure C.13. Fragility curves at rays for various typical situations as defined by Boscardin and Cording (1989).

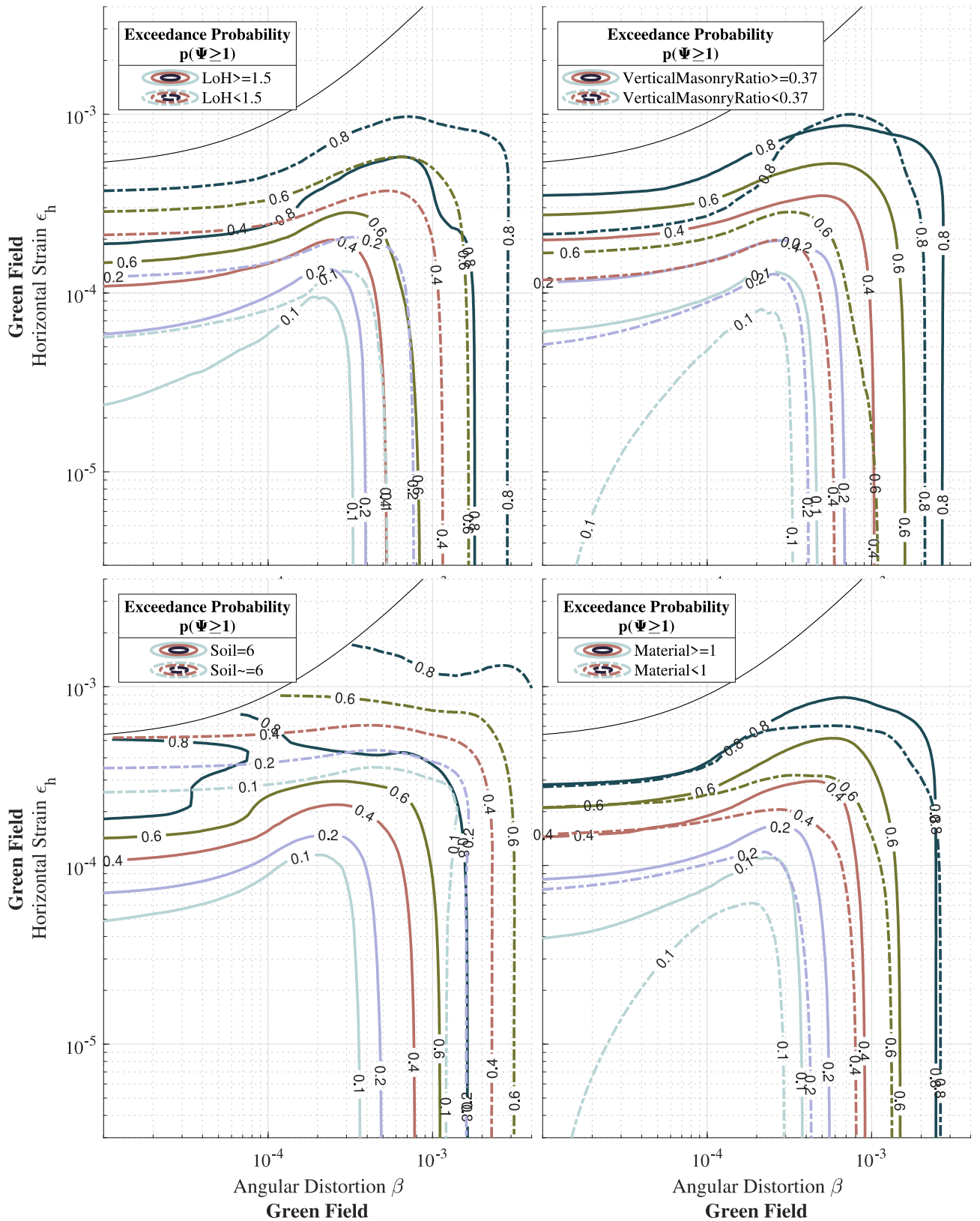


Figure C.14. Sensitivity of key model parameters. Influence on the probability of Psi reaching or exceeding 1 ($\Psi \geq 1$).

References

- [1] Boscardin M.D. & Cording E.J. (1989). Building response to excavation-induced settlement. *J of Geotechnical Eng*, 115(1):1–21, 1989.
- [5] Rots J.G., Korswagen P.A., Longo M. (2021). Computational modelling checks of masonry building damage due to deep subsidence. Delft University of Technology. Report to IMG, Version 05, February 18, 2021. Later extensions: Appendices G, H, I and J, Korswagen P.A., Longo M., Rots J.G. (2023), Appendix reports to IMG, Version 06, September 8, 2023.
- [6] Korswagen P.A., Longo M., Rots J.G., Prospero A. (2022). Supporting analyses to determine probability of damage and fragility curves due to indirect subsidence effects. Delft University of Technology. Report to IMG, Final Version 2, October 3, 2022. Inclusief advice memo: Damage sensitivity of Dutch masonry facades against soil deformations – compensation factors for robust buildings with reinforced concrete foundations rather than masonry foundations, Korswagen P.A., Rots J.G., memo 20221014 to IMG, TU Delft, 14 oktober 2022.

BIJLAGE 4 Slide-Pack

Een uitgebreide slide-pack (355 pagina's) geeft een zo compleet mogelijke beschrijving van input-aannames, modelbeschrijvingen, output-resultaten en interpretaties van de berekeningen, met als oogmerk dat de gebruikte modellen traceerbaar en wetenschappelijk reproduceerbaar zijn.