BTA/GE/12-29 **L-vormige keermuren**

24 oktober 2012 **Eline Heemskerk**

BSc thesis
Technische Aardwetenschappen
TU Delft

Beoordelingscommissie:
Ing. H.J. Everts
Dr.ir. L.A. van Paassen





Challenge the future

Title	:	L-vormige keermuren
Author(s)	:	Eline Heemskerk
Date	:	24 Oktober 2012
Professor(s)	:	
Supervisor(s)	:	Ing. H.J. Everts
TA Report number	:	BTA/GE/12-29

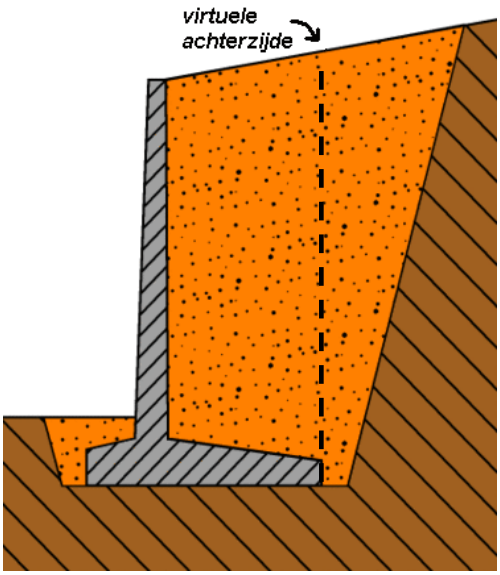
Postal Address	:	Section for Geo-Engineering Department of Geoscience & Engineering Delft University of Technology P.O. Box 5028 The Netherlands
Telephone	:	(31) 15 2781328 (secretary)
Telefax	:	(31) 15 2781189

Copyright ©2012 Section for Geo-Engineering

All rights reserved.
No parts of this publication may be reproduced,
stored in a retrieval system, or transmitted,
in any form or by any means, electronic,
mechanical, photocopying, recording, or otherwise,
without the prior written permission of the
section for Geo-Engineering

SAMENVATTING

Voor het opzetten van een standaard berekeningsmodel van L-vormige keermuren bij Fugro, is hier onderzoek naar gedaan. Het is een deel literatuurstudie en een deel modelleerwerk. Verschillende berekeningsmethoden zijn gevonden en vergeleken. De methode van Rankine is de meest gebruikte methode, en wordt dus aangedragen als standaard. Deze methode wordt gevalideerd met vergelijkingen uit de literatuur en de softwareprogramma's LimitState:Geo en Plaxis. Overeenkomsten en verschillen met de theorie zijn besproken. Het berekende bezwijkpatroon komt goed overeen met het theoretische, en ook de berekende helling van de gronddruk op de virtuele achterzijde (zie figuur) is een duidelijke overeenkomst met het model. Grote verschillen worden gevonden in de gemeten effectieve breedte en de precieze hoek van bezwijken. Benadrukt wordt dat door een aantal beperkingen in de Rankine methode, zoals de eis aan de lengte van de hiel van de muur, het model in sommige gevallen niet toepasbaar is. Aanbevolen wordt om andere methoden te overwegen.



Figuur: bron http://www.bgi-do.de/

INHOUDSOPGAVE

Samenvatting **iii**

Inhoudsopgave **iv**

1. Inleiding **1**

1.1 Proces en evaluatie 1
1.2 Opbouw van het rapport 2

2. Probleemstelling **3**

2.1 Doelstelling 3

3. Literatuuronderzoek **4**

3.1 Gronddruktheorieën 4
3.2 Methode Coulomb 5
3.3 Methode Rankine 6
3.4 Keermuren 7

4. Modelvorming **12**

4.1 Bezwijkmechanisme 12
4.2 Krachten op de wand 13
4.3 Toetsen geotechnisch bezwijken 15
4.4 Partiële factoren 16

5. De spreadsheet **17**

6. Validatie **18**

6.1 Voorbeeldberekening 18
6.2 Voorbeelden uit literatuur 19
6.3 LimitState:Geo 21
Invoer 21
Resultaten 22
6.4 Plaxis 23
Invoer 23
Resultaten 25
6.5 Discussie 27

7. Conclusie **29**

8. Aanbevelingen **30**

Bronvermelding **31**

Bijlage: voorbeeldberekening volgens UGT **32**

1. INLEIDING

Voorliggend rapport is een bachelorthesis die deel uitmaakt van de bacheloropleiding Technische Aardwetenschappen aan de Technische Universiteit Delft. Gedurende de periode juli 2012 tot oktober 2012 is dit project uitgevoerd als opdracht van Fugro GeoServices B.V. te Leidschendam. Dit rapport gaat in op verschillende aspecten in de berekeningsmethode van L-vormige keerwanden.
Een L-wand is een type kerende wand, gemaakt van (gewapend) beton, in de vorm van de letter L. Er zijn zowel geprefabriceerde, als in het werk gestorte wanden te verkrijgen. Bovenop en naast de voet van de wand ligt het te keren materiaal; dit kan grond zijn of bijvoorbeeld opslagmateriaal.

1.1 Proces en evaluatie

Onder dit kopje zal in worden gegaan op het verloop van het project.
Bij Fugro ben ik rond gaan vragen naar nog openstaande vraagstukken. Het bleek dat er genoeg te onderzoeken was, bijvoorbeeld het onderwerp keermuren. Mij leek dit ook een leuk onderwerp en dus is er een opzet voor het project gemaakt. Vanuit de TU Delft was H.J. Everts mijn begeleider. Bij Fugro kreeg ik begeleiding van verschillende mensen, in het bijzonder F.J.M. Hoefsloot en H.L. Jansen. Op 10 juli vond de eerste bespreking bij Fugro plaats waarin de opzet voor de opdracht concreet werd voorgelegd en toegelicht.

Literatuurstudie
In de week volgend op de eerste bespreking begon ik met het verzamelen van informatie over het onderwerp. Het viel in de literatuur op dat er toch veel onduidelijkheid is over de berekeningsmethode, dus in de loop van het literatuuronderzoek zijn mijn doelstellingen wat uitgebreid. Na ruim twee weken literatuurstudie ben ik begonnen alle bronnen samen te vatten en het literatuur gedeelte zo goed als af te ronden, hoewel het opzoeken in de literatuur nog langer doorging.

Spreadsheet en modelleren
Het bleek dat er al eens een eerste opzet gemaakt was voor een spreadsheet en een infoblad, en van daar uit ben ik te werk gegaan. Verder heb ik modellen gemaakt met software programma's Plaxis en LimitState:Geo.

Besprekingen
Naast een aantal officiële vergaderingen is er vooral tussendoor veel begeleiding geweest. De eerste inhoudelijke bespreking bij Fugro was op 14 augustus. Hier is duidelijk gemaakt hoever alles staat met het infoblad, de excelsheet etc. en wie wat verder nog gaat doen.
Op 28 augustus was er een tussenbespreking bij de TU Delft. Om duidelijkheid en orde in de zaken te krijgen moest er een werkplan komen voor de rest van het project. Rond deze datum ben ik er ook zo'n 2 ½ week uit geweest voor vakantie.
Na mijn vakantie volgde de tweede bespreking bij de TU Delft op 18 september, waarbij het gemaakte werkplan en de inhoud van het scriptierapport werden besproken.
Op 9 oktober was een bespreking op de TU waarbij een eerste versie van het conceptrapport is besproken en een definitieve eindplanning is gemaakt.

Rapportage
De laatste weken van het project heb ik mijn tijd met name besteed aan het schrijven van het rapport. En op 15 oktober is het concept rapport afgerond. Na verbeteringen en toevoegingen is het definitieve rapport afgerond. De datum van het indienen van de definitieve rapportage staat op 22 oktober. Met kleine verbeteringen: 24 oktober.

Presentatie
Bij een bachelor eindwerk hoort ook een presentatie. Op het moment van schrijven moet deze nog plaatsvinden. De datum voor de presentatie staat vooralsnog op donderdag 25 oktober.

1.2 Opbouw van het rapport

In hoofdstuk 2 wordt het probleem toegelicht en zijn enkele doelstellingen voor het project genoemd. In hoofdstuk 3 worden aspecten uit het literatuuronderzoek aangehaald. In hoofdstuk 4 staat een beschrijving van de vorming van het berekeningsmodel. In hoofdstuk 5 wordt een korte toelichting op de gemaakte spreadsheet gegeven. Vervolgens komt in hoofdstuk 6 de validatie van het gevormde model aan de orde, beginnend met een rekenvoorbeeld. Tenslotte worden in hoofdstuk 7 conclusies van het onderzoek gegeven en worden in hoofdstuk 8 enkele aanbevelingen gedaan.

2. PROBLEEMSTELLING

Bij Fugro is er de behoefte aan een standaard model voor de berekening van L-vormige keermuren. Berekeningen voor keermuren worden wel gedaan, maar er is veel onduidelijkheid over de te gebruiken methode. In de normen (Eurocode) wordt er, behalve in een SBR publicatie [10], ook weinig specifieks over uitgelaten. Dit zorgt ervoor dat men zijn eigen draai geeft aan de rekenmethode, waardoor fouten snel worden gemaakt en niet worden verbeterd. Een algemeen te gebruiken methode binnen Fugro is daarom gewenst.

2.1 Doelstelling

Uitgaande van het literatuuronderzoek zal een keuze gemaakt worden voor de te hanteren berekeningsmethode van een L-muur. Er zal dan ook gekeken worden naar bezwijkmechanismen van keerwanden. Voor intern gebruik bij Fugro is een spreadsheet vaak een handig hulpmiddel bij berekeningen. Het doel is om zo'n spreadsheet te maken, samen met een begeleidend informatieblad. Tenslotte is het plan om de berekeningsmethode te valideren met onder andere de software programma's Plaxis en LimitState:Geo.



Figuur 2.1: bezweken kademuur bij de Shin-Kang Dam in Taiwan (bron http://www.geostaff.net/)

3. LITERATUURONDERZOEK

Dit hoofdstuk geeft achtergrondinformatie die handig kan zijn bij het begrip van het berekeningsmodel verderop in het rapport. De informatie in dit hoofdstuk is zo opgebouwd dat van algemene beschouwingen, de algemene theorie, naar meer gedetailleerde informatie gaat.

3.1 Gronddruktheorieën

Tegen een keerwand aan staat een moot grond, welke een druk geeft in zowel verticale als horizontale richting. Spanning in verticale richting (korrelspanning) is eenvoudig te bepalen. Iets lastiger is het om spanning in horizontale richting te bepalen. Dit probleem wordt in verschillende gronddruktheorieën beschouwd. Algemene informatie over gronddruk is overal te vinden. Bijvoorbeeld onder het kopje damwanden, waarbij de gronddruktheorieën ook worden gebruikt. Er bestaan verschillende gronddruktheorieën welke alle gericht zijn op het bepalen van de horizontale gronddrukcoëfficiënt K, de verhouding tussen de verticale en horizontale korrelspanning:

$$\sigma'_h = K\sigma'_v \qquad (3.1)$$

En over een hoogte h, in de z-richting, is de horizontale gronddruk Q_h:

$$Q_h = K\int \sigma'_v \, dz = K\frac{1}{2}\gamma h^2 \qquad (3.2)$$

waarin γ het volumiek gewicht van de grond [kN/m^3] is.

Een gronddrukcoëfficiënt kan worden afgeleid uit de algemene elasticiteits theorie. Deze theorie gaat uit van de aannames dat de grond homogeen en lineair elastisch is, zodat spanningen en vervormingen voldoen aan de wet van Hooke. De gronddrukcoëfficiënt is dan uit te drukken in de dwarscontractiecoëfficiënt, of Poisson ratio. (zie bijvoorbeeld Verruijt [14])

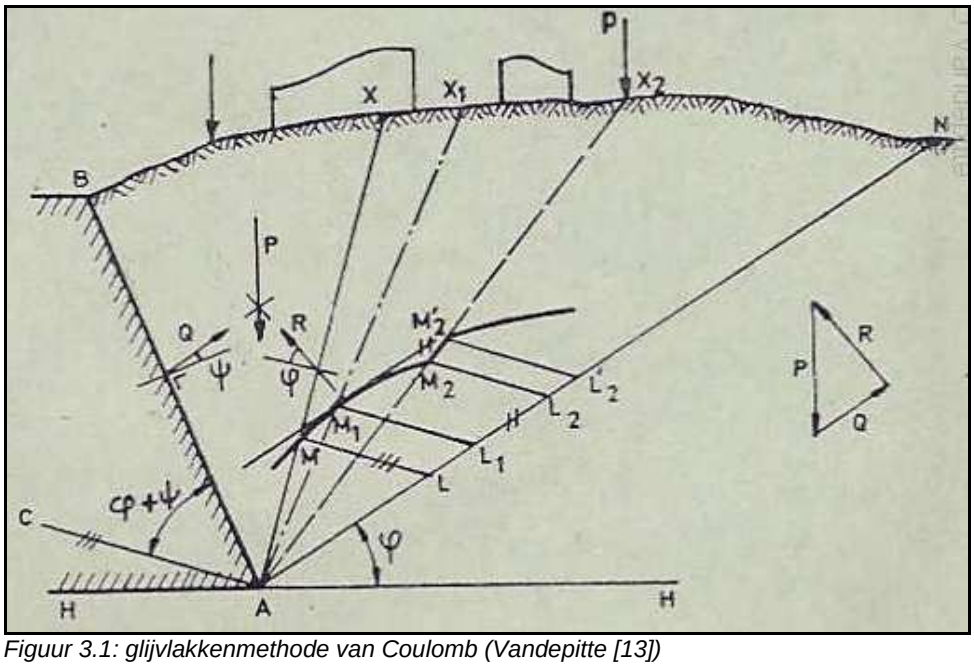
$$K = \frac{\nu}{1-\nu} \qquad (3.3)$$

Deze formule kan worden gebruikt om op een bepaalde diepte de spanningen te bepalen; de in-situ condities. Bij de berekening van keerwanden is deze uitdrukking niet bruikbaar, omdat het juist gewenst is te weten wat de spanningen in de grond zijn op het punt van bezwijken van de wand.
Er wordt gesproken (zie Craig [4]) van een actieve en een passieve (bezwijk)toestand. De actieve spanning, $K_a\sigma'_v$, wordt geassocieerd met horizontale extensie van de grond en is een minimum waarde van de horizontale gronddruk; passieve spanning, $K_p\sigma'_v$, wordt geassocieerd met horizontale compressie en is een maximum waarde. De actieve en passieve waarden kunnen dus gezien worden als grensspanningen. Als er geen horizontale vervorming optreedt, dan wordt gesproken van gronddruk bij rust.

Er zijn twee veelbesproken methoden om de horizontale gronddrukcoëfficiënt te bepalen, de Coulomb theorie en de Rankine theorie. Beide theorieën zullen hieronder aan de orde komen.

3.2 Methode Coulomb

De theorie van Coulomb (glijvlakken methode) neemt een grondprisma naast de muur die met de muur mee verschuift; beweegt de muur richting de grond, dan schuift het prisma omhoog, beweegt de muur van de grond af, dan schuift het prisma omlaag. Er werken drie krachten op het prisma: het gewicht van de prisma zelf (P), de kracht van de wand op het grondprisma (Q) en de reactiekracht van de grond (R) (volgens Vandepitte [13] deel I, H12). Bij een actieve toestand (de wand beweegt weg van het grondprisma) heet de waarde van Q, waarbij de krachten op het grondprisma in evenwicht zijn, Q_a. Gezocht wordt naar een glijvlak AX (zie figuur 3.1) waarbij de waarde van Q_a maximaal is, zodat $Q_{a;max}$ wordt verkregen. Dit is het glijvlak waarover afschuiving te verwachten is. Analoog heet in passieve toestand (de wand beweegt naar het grondprisma toe) de waarde van de kracht van de wand Q_p. Het glijvlak AX waarbij de waarde van Q_p minimaal is, zodat $Q_{p;min}$ wordt verkregen is het bezwijkvlak in passieve toestand (bijvoorbeeld wanneer door externe oorzaak de wand naar rechts beweegt).



Figuur 3.1: glijvlakkenmethode van Coulomb (Vandepitte [13])

In het (bijzondere) geval van cohesieloze grond, een rechte wand, een horizontaal maaiveld en een horizontale kracht Q is de hoek van het *kritieke* glijvlak met de horizontaal gelijk aan 45+φ'/2 graden (Clayton et.al. [3]) in de actieve toestand. De helling van de glijvlakken zijn dus alleen afhankelijk van de hoek van inwendige wrijving φ' van de grond. In de passieve toestand is de hoek van het kritieke glijvlak met de horizontaal gelijk aan 45-φ'/2 graden. Er geldt dan voor de gronddrukcoëfficiënten:

$$K_a = \frac{1-\sin(\varphi')}{1+\sin(\varphi')} \qquad (3.4a)$$

$$K_p = \frac{1+\sin(\varphi')}{1-\sin(\varphi')} \qquad (3.4b)$$

Via dezelfde methode is ook de formule van Müller-Breslau voor de gronddrukcoëfficiënten tot stand gekomen. Dit is een uitbreiding op het werk van Coulomb waarin de helling van de wand, kracht Q onder een hoek en de maaiveldhelling zijn meegenomen [12]:

$$K_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi'+\alpha)}{\cos^2(\alpha)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi'+\delta)\sin(\varphi'-\beta)}{\cos(\alpha-\delta)\cos(\alpha+\beta)}}\right]^2} \qquad (3.5a)$$

$$K_{ph} = \frac{\cos^2(\varphi'-\alpha)}{\cos^2(\alpha)\left[1-\sqrt{\frac{\sin(\varphi'-\delta)\sin(\varphi'+\beta)}{\cos(\delta-\alpha)\cos(\alpha+\beta)}}\right]^2} \qquad (3.5b)$$

Waarin:
- φ' de hoek van inwendige wrijving van de grond [^{o}]
- α de hellingshoek van de wand [^{o}]
- δ de helling van kracht Q (of wandwrijvingshoek) [^{o}]
- β de hellingshoek van het maaiveld [^{o}]

Belangrijke aannames van de theorie zijn:
- cohesieloze grond
- bezwijken gebeurt onder een kritieke hoek en een recht glijvlak
- de poriewaterdruk wordt verwaarloosd
- onsamendrukbare grond

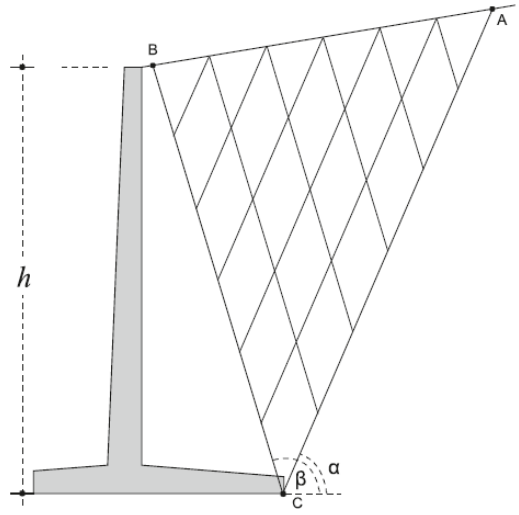
3.3 Methode Rankine

De tweede methode is die van Rankine. Rankine heeft een oplossing afgeleid welke gebruikt kan worden in Mohr cirkels, een grafische analyse. De aannames die Rankine bij zijn theorie doet, zijn:
- cohesieloze grond
- stijve grond
- de complete grondmoot is in een staat van bezwijken (actieve toestand of passieve toestand)
- de resulterende kracht loopt parallel aan het maaiveld

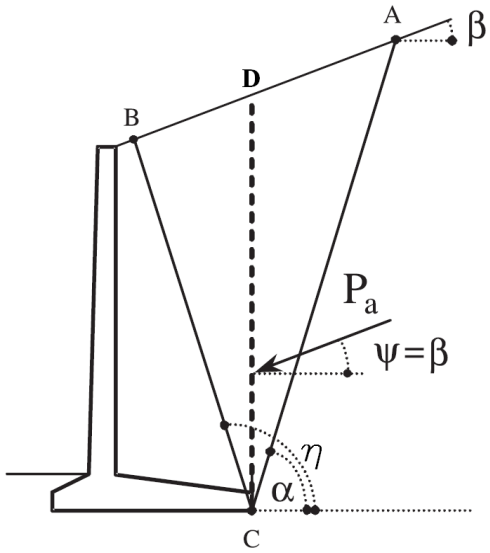
De grond achter de wand bevindt zich in een actieve toestand. Bij een L-vormige keerwand ontstaat er dan een actieve wig, zie figuur 3.2a. De glijvlakken van deze actieve wig maken beide een hoek van 45+φ'/2 graden met de horizontaal. In de figuur ernaast, figuur 3.2b, is geïllustreerd dat de gronddruk op het verticale vlak CD (de zogenoemde *virtuele achterzijde* van de wand) evenwijdig loopt aan het maaiveld. Wanneer het maaiveld horizontaal is, en er dus symmetrie in de wig heerst, kunnen er op het virtuele vlak geen schuifspanningen werken, alleen (horizontale) normaalspanningen. Opgemerkt wordt dat deze symmetrie alleen aanwezig is als de hiel lang genoeg is om een gehele wig te vormen. De grond ingesloten door de muur zelf en de actieve wig wordt verondersteld met de muur mee te bewegen.

De gronddrukcoëfficiënten kunnen dan met dezelfde Müller-Breslau vergelijkingen, (3.5a) en (3.5b), worden bepaald, wanneer voor de helling van de gronddruk (in figuur 3.2b genoemd ψ, in vergelijkingen 3.5a en 3.5b genoemd δ), de waarde van de hellingshoek van het maaiveld β, wordt ingevuld.

Onder dezelfde condities als die van de methode van Coulomb, zijn de resultaten van de twee methoden identiek aan elkaar. Dezelfde hoek van 45+φ'/2 graden wordt gevonden met Rankine's theorie.



Figuur 3.2a: Rankine wig (Greco 2008 [8])



Figuur 3.2b: helling gronddruk (Greco 2001 [7])

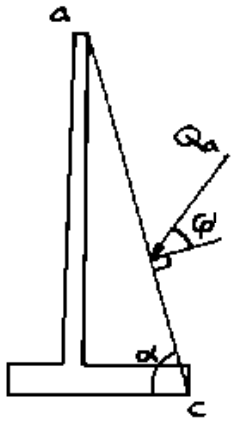
Het voordeel van deze methode is dat cohesie eenvoudig kan worden toegepast bij gebruik van een Mohr cirkel analyse. Opgemerkt wordt dat het introduceren van cohesie geen effect heeft op de hoek van het bezwijkvlak, 45+φ'/2 graden.
De theorie van Rankine heeft echter ook veel kritiek gehad omdat er onrealistische aannames nodig zijn. Bijvoorbeeld als gevolg van de aanname dat de resulterende kracht parallel loopt aan het maaiveld, is deze methode niet altijd toepasbaar. Zo is het bij damwanden alleen te gebruiken voor gladde, adhesieloze wanden. Echter volgens Clayton et.al. [3] is er tenminste één situatie waarvoor de Rankine oplossing wel relevant is; dit is bij L-muren getoetst op kantelen en glijden, gegeven dat de hiel lang genoeg is zodat over de gehele hoogte van de wand geen wrijving kan werken. De resultante kracht werkt dan op de verticale virtuele achterzijde van de wand.

3.4 Keermuren

Een belangrijk verschil in opvatting is gevonden in de te gebruiken methode voor de berekening van de gronddruk op keermuren.
De eerste methode (Coulomb) wordt vaak gebruikt bij de berekening van gewichtsmuren, omdat het mogelijk is met deze methode de wrijving (over de gehele hoogte van de wand) tussen de wand en de grond mee te nemen. De tweede methode (Rankine) wordt meestal gebruikt, zoals ook door Clayton et.al. [3] is opgemerkt, voor L-muren, omdat het met deze methode mogelijk is de hoek van de gronddruk te bepalen (volgens Greco 1999 [6]). Daarnaast worden soms weer andere methoden gebruikt, vaak gebaseerd op één van de twee besproken methoden. Deze methoden wijken onderling af in de bepaling van de helling van de gronddruk en de eventueel te kiezen virtuele achterzijde van de wand. Een korte toelichting op de andere methoden wordt hieronder gegeven.

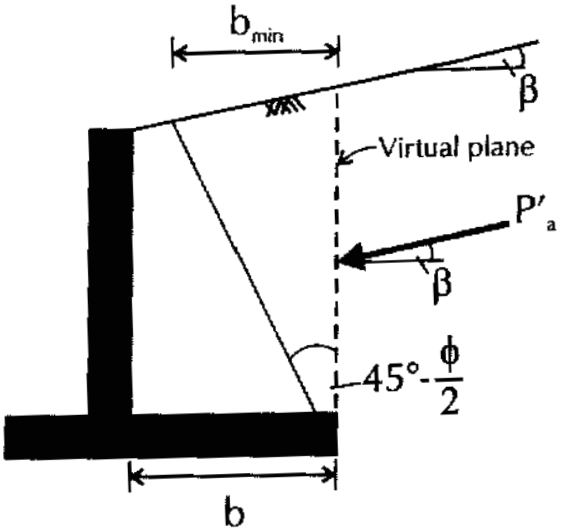
Methode door Clayton et.al.
Naar aanleiding van het probleem dat de standaard methode van Rankine niet toepasbaar is op keerwanden met een (te) korte hiel (dan kan er geen actieve Rankine wig vormen), wordt de suggestie gedaan ([3]) om de gronddruk te bepalen zoals dat ook voor gewichtsmuren wordt gedaan. Als virtuele achterzijde van de wand wordt een schuin vlak genomen dat loopt van de top van de wand tot aan de punt van de hiel. Hierop werkt een gronddruk onder een hoek φ' (hoek van inwendige wrijving van de grond) met de normaal van de lijn ac, zie figuur 3.3. De gronddruk Q_a is te vinden met eerder genoemde vergelijking (3.2). De grootte van de gronddrukcoëfficiënten wordt dan berekend, gebruik makend van dezelfde Müller-Breslau formules (3.5a) en (3.5b), met α (zie figuur 3.3) de hellingshoek van de wand en φ' de helling

van de gronddruk Q_a. Voor de horizontale gronddruk dient de horizontale component van Q_a te worden bepaald.

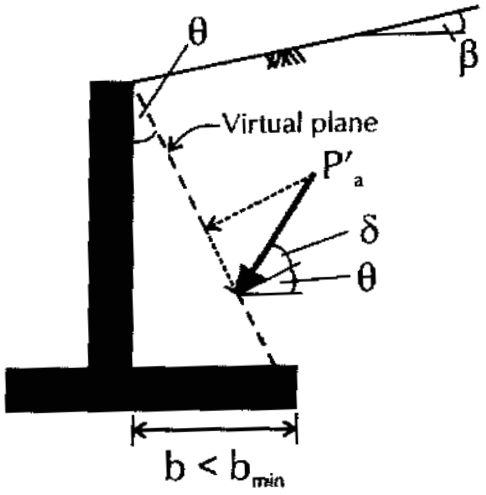


Figuur 3.3: gronddruk volgens Clayton et.al. [3]

Methode van Bond & Harris
Ook Bond & Harris [2] hebben het probleem met de te korte hiel opgemerkt. Hun suggestie is om de berekening te doen volgens de standaard Rankine methode wanneer dat mogelijk is (figuur 3.4a), maar wanneer dat niet mogelijk is, een schuin virtueel vlak te nemen waardoor de berekening op dat van een gewichtsmuur lijkt (figuur 3.4b). De hoek δ is in dit geval de wrijvingshoek langs het virtuele vlak; voor grond-grond contact is deze gelijk aan de hoek van inwendige wrijving φ'.



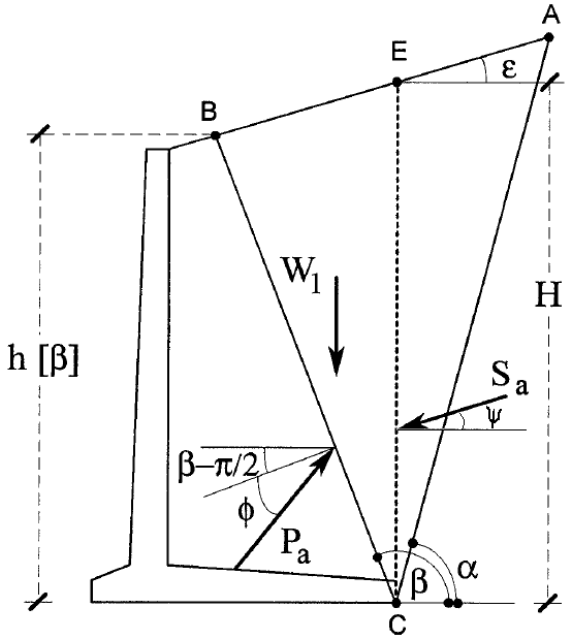
Figuur 3.4a: verticaal virtueel vlak (Bond&Harris [2])



Figuur 3.4b: schuin virtueel vlak (Bond&Harris [2])

Methode van Greco
Vergeleken met andere bronnen geeft Greco [6] een afwijkende berekeningsmethode voor keermuren, hoewel zeer gedetailleerd onderbouwd. Omdat het model van Rankine veel beperkingen met zich mee brengt, wordt een oplossing gevonden voor het berekenen van de gronddruk op keerwanden met behulp van de methode van Coulomb. Door Greco wordt opgemerkt dat het met de standaard Coulomb methode niet mogelijk is de helling van de gronddruk op keerwanden te bepalen. In zijn artikel geeft Greco een nieuwe methode, gebaseerd op de methode van Coulomb, om de grootte en richting van de gronddruk te bepalen. In grote lijnen gaat het als volgt: gezocht wordt naar de hoeken β en α, door het minimaliseren van de hoek ψ, zie figuur 3.5. De oplossing is een iteratief systeem van twee

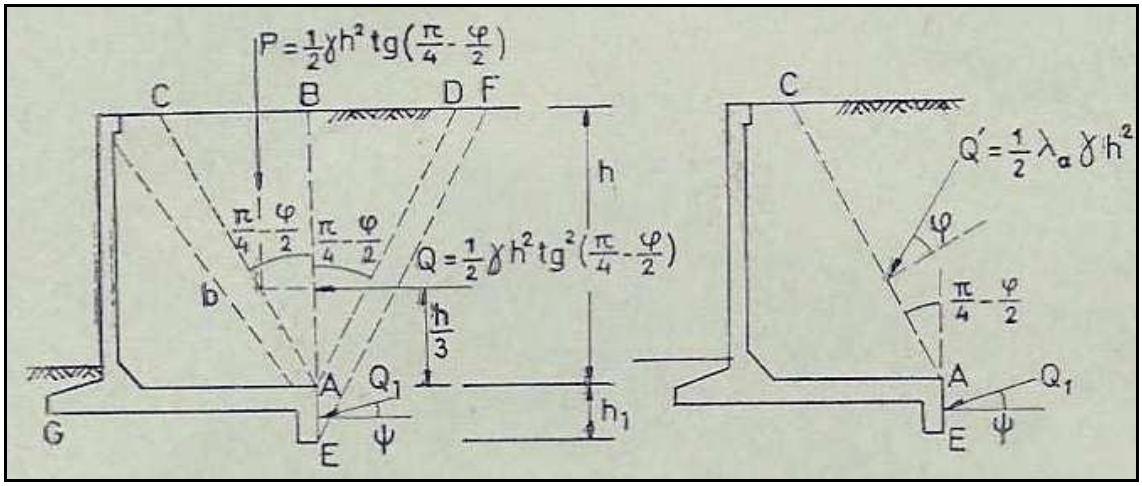
vergelijkingen die snel convergeren (zie verder Greco 2008 [8]). Opgemerkt wordt verder nog dat de Rankine methode een te conservatief resultaat geeft wanneer de helling van de gronddruk groter is dan de maaiveldhelling, maar juist het tegenovergestelde wanneer de maaiveldhelling groter is dan de helling van de gronddruk.



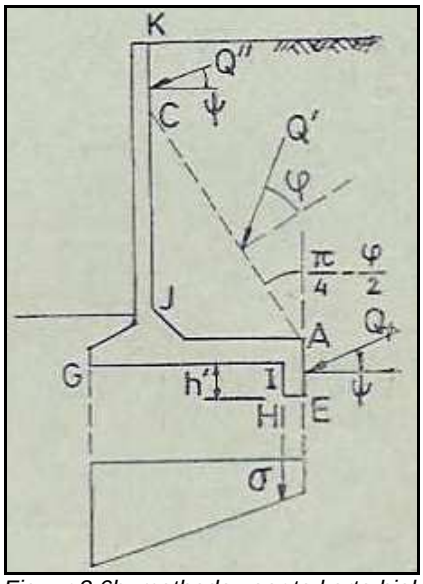
Figuur 3.5: wig van Coulomb (bron: Greco 1999 [6])

Methode door Vandepitte

Vandepitte [13] geeft twee manieren om de gronddruk te bepalen volgens de standaard Rankine methode. De eerste manier (figuur 3.6a, links) gebruikt de verticale virtuele achterzijde van de wand waarop gronddruk Q evenwijdig aan het maaiveld loopt en bepaalt "*de standzekerheid van het samenstel van de L-muur en van de grond begrepen tussen de muur en het verticale vlak AB*" [13]. De tweede manier (figuur 3.6a, rechts) bekijkt de standzekerheid van "*het samenstel van de L-muur en van de grond begrepen tussen de muur en het glijvlak AC*" [13]. Deze twee manieren geven dezelfde oplossing. Wanneer echter de hiel te kort is, dient de gronddruk te worden onderverdeeld in twee delen, zie figuur 3.6b. Het eerste deel werkt op het glijvlak AC (Q'), het tweede deel werkt direct op de wand (Q'').



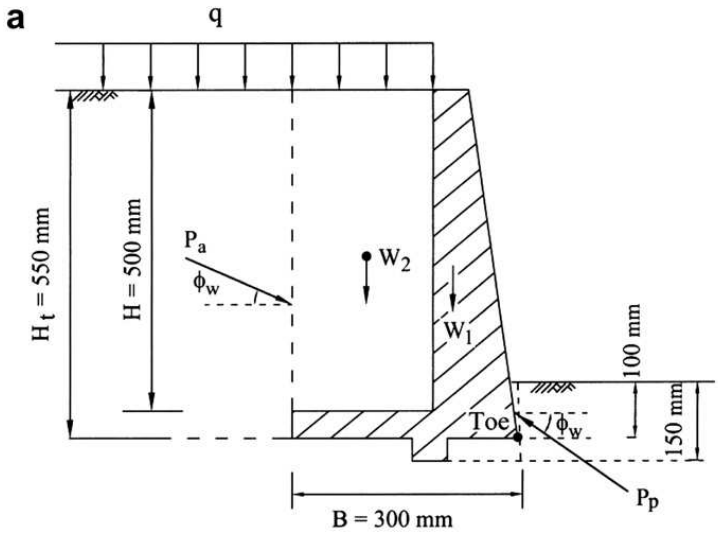
Figuur 3.6a: standaard Rankine methoden



Figuur 3.6b: methode voor te korte hiel

Methode van Huang & Luo

Huang & Luo hebben in hun studie [9] gekeken naar de reactie van L-muren op een vervormende (zettingsgevoelige) bodem. Ook zij nemen een verticale virtuele achterzijde van de wand, zie figuur 3.7. De gronddruk op deze virtuele achterzijde staat echter onder een hoek φ_w, de wrijvingshoek tussen de wand en de geschematiseerde grond, welke gelijk is aan de helft van de hoek van inwendige wrijving van de grond ($\varphi_w=\varphi'/2$). Echter is de studie van Huang & Luo gericht op een uitgevoerd experiment en wordt geen suggestie voor een analytische berekening gegeven.



Figuur 3.7: schematisatie krachten op wand (bron: Huang&Luo [9])

Over een aantal zaken zijn alle bronnen het wel met elkaar eens. Keermuren verlenen hun stabiliteit aan het materiaal dat op de voet ligt, net zoals een gewichtsmuur zijn stabiliteit aan zijn eigen gewicht ontleent. Het bezwijken door kantelen, horizontaal glijden en de draagkracht zijn de te toetsen mechanismen bij een keerwand. De berekening van een keerwand gaat in grote lijnen als volgt, zie bijvoorbeeld Craig [4]:

- Bepalen van alle krachten op de wand. De wand bestaat uit de constructie zelf en (eventueel) de grond ingesloten door de virtuele achterzijde en de constructie.
- Hieruit wordt de totale horizontale kracht H en de totale verticale kracht V van de resultante kracht op de basis van de keermuur (de ondergrond) gehaald.
- De positie van de resultante kracht wordt bepaald door de som van de momenten van alle krachten te delen door de totale verticale kracht V.

Na het volgen van deze stappen kan de constructie worden getoetst op bezwijken.

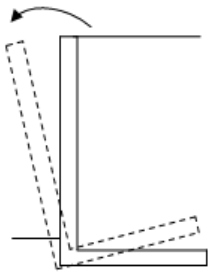
4. MODELVORMING

Op basis van het literatuuronderzoek zijn keuzes gemaakt voor de te gebruiken wijze van berekening. In dit hoofdstuk wordt de berekeningsmethode (het model) uiteengezet. Er is gekozen voor de toepassing van de standaard Rankine methode, omdat dit de meest gebruikte, eenvoudigste en snelste manier is om de gronddruk te bepalen. In het kort nog even de belangrijke punten bij de Rankine methode:

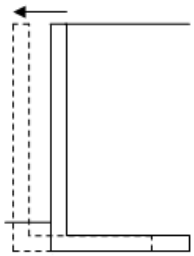
- er ontstaat een actieve wig achter de L-muur, begrensd door glijvlakken die een hoek van 45+φ'/2 graden maken met de horizontaal.
- door de actieve toestand van de grond zal de wand naar voren toe verplaatsen.
- de grond ingesloten door de wand en de wig beweegt met de wand mee.
- de gronddruk wordt bepaald op de virtuele achterzijde, waar de kracht evenwijdig aan het maaiveld loopt.

4.1 Bezwijkmechanisme

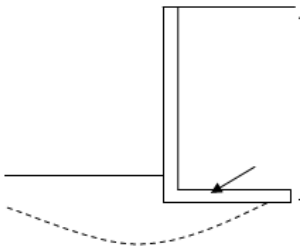
Zoals al eerder is opgemerkt, dient de keerwand te worden getoetst op de geotechnische bezwijkmechanismen: kantelen, horizontaal glijden en draagkracht bezwijken (op staal). Verder kan ook het bezwijken door verlies van de algehele stabiliteit voorkomen. Zie figuur 4.1a t/m d.



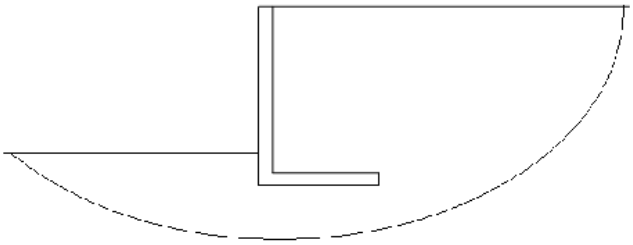
Figuur 4.1a: kantelen



Figuur 4.1b: horizontaal glijden



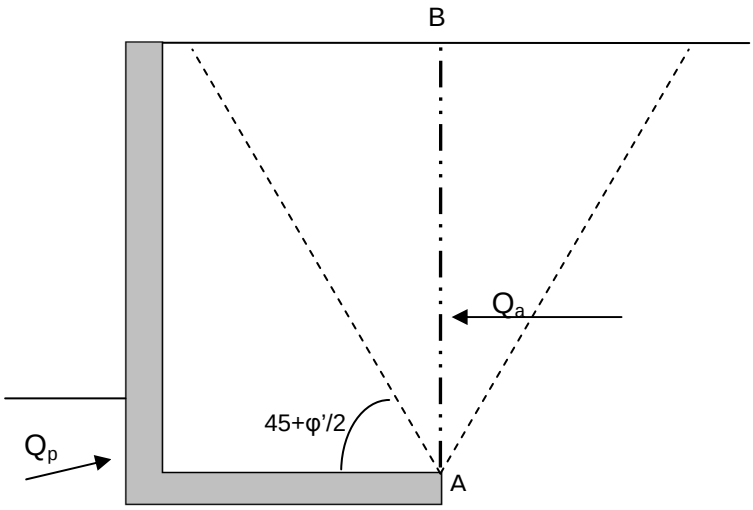
Figuur 4.1c: bezwijken op staal



Figuur 4.1d: algehele stabiliteit

Het bezwijken van de algehele stabiliteit door diepe glijvlakken valt buiten het kader van dit onderzoek. Behalve de vier geotechnische bezwijkmechanismen die hierboven beschreven zijn, kan de wand ook constructief bezwijken. Het constructief bezwijken van de wand zelf wordt echter ook buiten beschouwing gelaten in dit rapport.

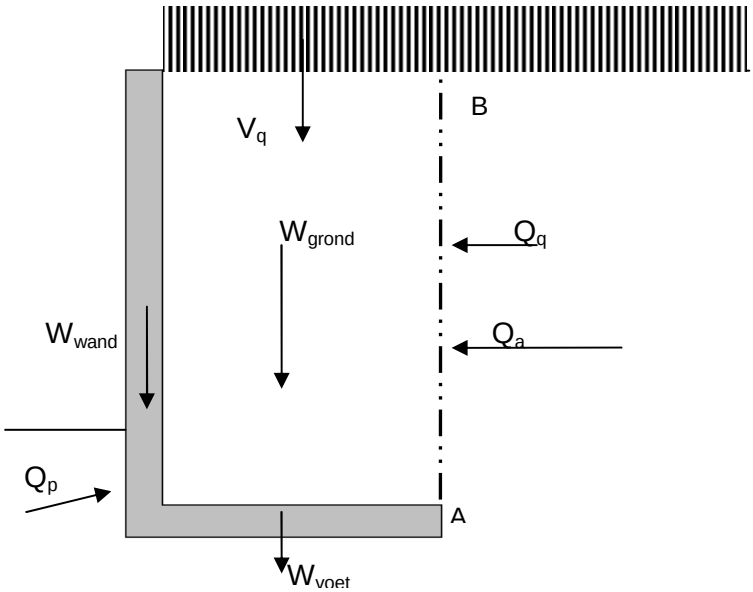
De wand zal zich naar voren toe verplaatsen. Deze verplaatsing is in de praktijk vaak een combinatie van horizontaal glijden en bezwijken op staal, wel afhankelijk van de ondergrond. Figuur 4.2 dient ter illustratie van de Rankine theorie toegepast op keermuren.



Figuur 4.2: bezwijkwig L-muur

4.2 Krachten op de wand

In figuur 4.3 zijn alle krachten die op de L-wand werken neergezet. Wanneer dit op deze manier wordt geschematiseerd, mag de grond bovenop de voet als onderdeel van de constructie worden beschouwd, ook al beweegt niet al het materiaal met de wand mee.



Figuur 4.3: krachten op L-muur

De volgende *horizontale* krachten worden in rekening gebracht:

- $Q_{a;h}$: De grootte van de horizontale actieve korreldruk op de virtuele achterzijde van de wand bedraagt:

$$Q_{a;h} = K_{a;h} \int \sigma_v^{'} dz = K_{a;h} \frac{1}{2} \gamma h_a^{\,2} \qquad (4.1)$$

Waarin $K_{a;h}$ de coëfficiënt van horizontale actieve gronddruk [-], σ'_v de korrelspanning [kPa] in verticale richting en z de diepte [m] over de hoogte h_a van de virtuele achterzijde. Voor het bepalen van de actieve gronddrukcoëfficiënt kan vergelijking (3.4a) worden gebruikt.

- $Q_{q;a;h}$: De horizontale korreldruk ten gevolge van de bovenbelasting wordt als volgt bepaald:

$$Q_{q;a;h} = K_{sur;a} \int q dz = K_{sur;a} q h_a \qquad (4.2)$$

Waarin $K_{sur;a}$ de actieve coëfficiënt voor de bovenbelasting [-], q de grootte van de bovenbelasting [kPa] en z de diepte [m] over de hoogte h_a van de virtuele achterzijde. Voor de bepaling van de gronddrukcoëfficiënt voor de bovenbelasting wordt de volgende relatie gebruikt:

$$K_{sur;a} = K_{a;h} \frac{\cos(\alpha)\cos(\beta)}{\cos(\alpha+\beta)} \qquad (4.3)$$

Waarin α de helling van de wand (ofwel helling van het virtueel vlak) [^{o}] en β de maaiveldhelling [^{o}].

- $Q_{p;h}$: Aan de passieve zijde, de voorzijde van de wand, werkt er soms ook een horizontale korreldruk tegen de wand aan. Hier kan zich echter geen symmetrische wig vormen zoals aan de actieve zijde. In dit geval treden er schuifspanningen op tussen de grond en de wand. Dit resulteert in een gronddruk die onder de wandwrijvingshoek δ (in veel gevallen 2/3 φ') met de horizontaal op de voorzijde van de muur werkt.
De grootte van de horizontale component van de gronddruk, $Q_{p;h}$, op de voorzijde van de wand bedraagt:

$$Q_{p;h} = K_{p;h} \int \sigma_v' dz = K_{p;h} \frac{1}{2} \gamma h_p^2 \qquad (4.4)$$

Waarin $K_{p;h}$ de coëfficiënt van horizontale passieve gronddruk [-] en z de diepte [m] over de grondhoogte aan de voorzijde van de wand h_p. Voor het bepalen van de gronddrukcoëfficiënt kan vergelijking (3.4b) worden gebruikt. De verticale component wordt gevonden door $Q_{p;h}$ te vermenigvuldigen met tan(δ).

- $Q_{q;p;h}$* : De horizontale korreldruk ten gevolge van de bovenbelasting aan de passieve zijde is:

$$Q_{q;p;h} = K_{sur;p} \int q dz = K_{sur;p} q h_p \qquad (4.5)$$

Waarin $K_{sur;p}$ de passieve coëfficiënt voor de bovenbelasting [-] en z de diepte [m] over de grondhoogte aan de voorzijde van de wand h_p. Voor de coëfficiënt van de bovenbelasting wordt genomen:

$$K_{sur;p} = K_{p;h} \frac{\cos(\alpha)\cos(\beta)}{\cos(\alpha+\beta)} \qquad (4.6)$$

De volgende *verticale* krachten worden in rekening gebracht:

- W_{wand} : Het gewicht van de wand.
- W_{voet} : Het gewicht van de voet.
- W_{grond} : Het gewicht van de grond bovenop de voet.

- V_q : De grootte van de bovenbelasting dat zich direct boven de voet bevindt.

- $Q_{a;v}$* : Bij een horizontaal maaiveld is $Q_{a;h}$ gelijk aan de totale gronddrukkracht Q_a op de wand. Bij een hellend maaiveld dient de verticale component, $Q_{a;v}$, te worden bepaald door de waarde van $Q_{a;h}$ te vermenigvuldigen met tan(β).

- $Q_{q;a;v}$* : De verticale component van de gronddruk ten gevolge van de bovenbelasting wordt verkregen door de horizontale gronddruk van de bovenbelasting $Q_{q;a;h}$ te vermenigvuldigen met tan(β).

- $Q_{p;v}$* : De verticale component van de passieve gronddruk krijgt men door de horizontale component van de passieve gronddruk $Q_{p;h}$ te vermenigvuldigen met tan(δ).

- $Q_{q;p;v}$* : De verticale component van de passieve gronddruk ten gevolge van een bovenbelasting verkrijgt men door dezelfde horizontale component $Q_{q;p;h}$ te vermenigvuldigen met tan(δ).

(*: niet in het voorbeeld in figuur 4.3)

Behalve alle krachten worden ook alle momenten bepaald en bij elkaar opgeteld. De positie van de resultante kracht op de ondergrond is dan gelijk aan de som van de momenten ∑M gedeeld door de totale verticale kracht V.

4.3 Toetsen geotechnisch bezwijken

Kantelen
De constructie zal gaan kantelen wanneer het kantelmoment groter wordt dan het tegenwerkende moment. Het kantelmoment is in dit geval het totale horizontale moment en het tegenwerkende moment is het totale verticale moment. Als wordt voldaan aan onderstaande vergelijking, dan voldoet de toets op kantelen:

$$\Sigma M_V > \Sigma M_H \qquad (4.7)$$

Draagkracht
Wanneer de draagkracht van de grond onder de keerwand groter is dan de totale verticale kracht V, wordt voldaan aan de draagkracht toets. Voor de bepaling van de draagkracht van de ondergrond wordt gebruik gemaakt van de bekende formule voor de draagkracht van een fundering op staal [11]:

$$\sigma'_{\max} = c'_{gem}\, N_c s_c i_c \lambda_c + \sigma'_{v;z}\, N_q s_q i_q \lambda_q + 0{,}5\gamma'_{gem}\, b' N_\gamma s_\gamma i_\gamma \lambda_\gamma \qquad (4.8)$$

Waarin:

c'_{gem}	de gemiddelde effectieve cohesie [kPa]
N	draagkrachtfactor voor invloed van cohesie, dekking en volumiek gewicht [-] (gebaseerd op φ'_{gem})
s	vormfactor voor invloed van cohesie, dekking en volumiek gewicht [-]
i	reductiefactor t.g.v. helling van de belasting voor invloed van cohesie, dekking en volumiek gewicht [-]
λ	correctiefactor t.g.v. maaiveldhelling voor invloed van cohesie, dekking en volumiek gewicht [-]
$\sigma'_{v;z}$	effectieve verticale spanning van de gronddekking [kPa]
γ'_{gem}	gemiddelde effectieve volumiek gewicht onder aanlegniveau [kN/m^3]
b'	de breedte van het effectieve funderingsoppervlak [m]

Horizontaal glijden
De weerstand tegen horizontaal glijden wordt als volgt bepaald:

$$R = V \tan(\delta) \qquad (4.9)$$

Waarin δ [^{o}] hier de wrijvingshoek tussen de onderzijde van de wand en de grond onder de wand is (voor in het werk gestort beton geldt: δ=φ', prefab betonnen L-wand: δ=2/3φ'). Het is dus afhankelijk van de verticale kracht V en de wrijving tussen de grond en de wand. De weerstand dient groter (of gelijk) te zijn aan de totale horizontale kracht H. Dus:

$$R \geq H \qquad (4.10)$$

4.4 Partiële factoren

Voor veiligheid in de berekening en omdat er veel onzekerheid is in parameters en belastingen, worden gewoonlijk partiële factoren toegekend aan bepaalde waarden. Aan bovenstaande toetsen (kantelen, draagkracht en glijden) wordt, om voldoende veiligheid te waarborgen, alleen voldaan wanneer over de gebruikte parameters veiligheidsfactoren zijn genomen. In tabel 4.1 zijn de factoren gegeven. Er wordt onderscheid gemaakt tussen factoren op belastingen in groep B en in groep C (Eurocode 7 [11]). Onder groep B vallen alle belastingen vanuit de constructie; dus de keermuur zelf, maar ook de grond en de eventuele bovenbelasting direct boven de voet van de keermuur. Onder groep C vallen alle belastingen tegen de constructie aan; dus de horizontale gronddrukken en de bovenbelastingen aan voor- en achterzijde.

Groep B			
met bovenbelasting		zonder bovenbelasting	
belastingfactoren	materiaalfactoren	belastingfactoren	materiaalfactoren
grootste combinatie: 1,35 G + 1,2 Q of 1,2 G + 1,5 Q	1,0	0,9 G + 0,0 Q	1,0
Groep C			
met bovenbelasting		zonder bovenbelasting	
belastingfactoren	materiaalfactoren	belastingfactoren	materiaalfactoren
1,0 G + 1,3 Q	$\gamma_d = \gamma_k / 1{,}0$ $\tan \varphi'_d = \tan \varphi'_k / 1{,}2$ $c'_d = c'_k / 1{,}5$	1,0 G + 0,0 Q	1,0

Tabel 4.1: partiële factoren (G=permanente belasting, Q=variabele belasting), volgens Eurocode 7 ([11])

Met deze partiële factoren zijn er zes combinaties van belastingen die voor kunnen komen en dus allen moeten worden getoetst.

5. DE SPREADSHEET

Voor het project was het nodig dat er een standaard spreadsheet kwam zodat er een algemeen gebruikte methode binnen Fugro is. De sheet bevat de berekeningen zoals deze in het vorige hoofdstuk zijn behandeld. Enkele gegevens dienen te worden ingevuld, waarna de resultaten kunnen worden afgelezen.

Men begint met het invullen van de geometrie van de wand en de hoogte en helling van het maaiveld. De mogelijkheid bestaat om een veranderlijke bovenbelasting toe te voegen. Verder zijn er enkele parameters die worden ingevuld; het volumiek gewicht van beton γ_{beton} en van de grond γ_{grond} en de hoek van inwendige wrijving van de grond φ'.

De sheet is zo opgebouwd dat de zes belastinggevallen (met verschillende partiële factoren) naast elkaar staan. De resultaten staan dus per geval naast elkaar.
De belastingen uit groep C en groep B (hoofdstuk 4)worden apart berekend. Begonnen wordt met de verticale belastingen van groep C. Dit omvat het eigen gewicht van de keerwand, de grond direct bovenop de keerwand en, indien aanwezig, bovenbelastingen direct boven de keerwand. Hierna worden de belastingen van groep B bepaald. De horizontale en verticale componenten van de krachten door grond naast de keermuur en eventuele bovenbelasting naast de keermuur.
Als alle krachten en momenten bekend zijn wordt hieruit de resultante verticale kracht V, horizontale kracht H en de arm bepaald. Met deze gegevens is het bepalen van de draagkracht van de ondergrond onder de keermuur mogelijk.

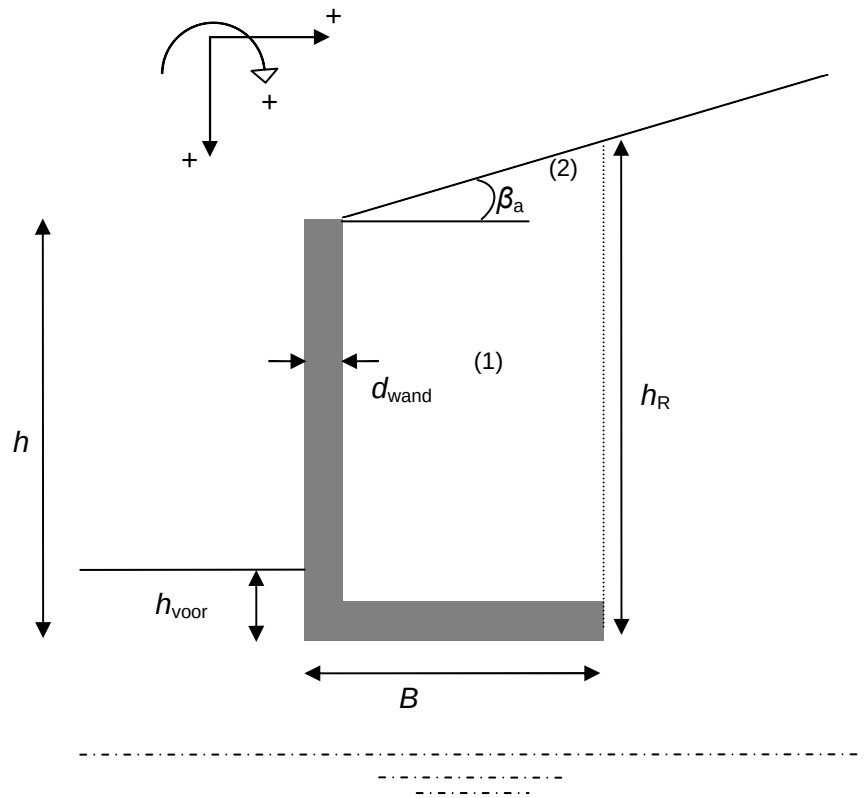
Direct is te zien wat de waarde is van de zogenoemde *Unity Check*, de verhouding tussen de totale verticale kracht V en de draagkracht van de ondergrond $b'\sigma'_{max}$, welke kleiner moet zijn dan 1,0 om te voldoen aan de draagkrachttoets.
Analoog is er ook een Unity Check voor de weerstand tegen horizontaal glijden, de verhouding tussen de totale horizontale kracht H en de weerstand tegen glijden R.

6. VALIDATIE

Dit hoofdstuk bevat de validatie van het in hoofdstuk 4 beschreven model. Er zijn modellen gemaakt met softwareprogramma's LimitState:Geo en Plaxis om het berekeningsmodel te valideren. Eventuele verschillen worden besproken.

6.1 Voorbeeldberekening

Ter illustratie is een voorbeeldberekening volgens de in dit rapport beschreven methode toegevoegd.



Figuur 6.1: geometrie voorbeeldberekening

De uitgangspunten zijn:

Hoogte h	6,00 m
Breedte B	5,00 m
Dikte wand d_{wand}	0,30 m
Grondhoogte voorzijde h_{voor}	0,50 m
Maaiveldhelling achterzijde β_a	$10,0^o$
Volumiek gewicht beton γ_{beton}	24,0 kN/m^3
Volumiek gewicht grond γ_{dr} / γ_{sat}	18,0 / 20,0 kN/m^3
Hoek van inwendige wrijving φ'	$30,0^o$
Wandwrijvingshoek δ	$2/3 \cdot \varphi' = 20,0°$
Grondwaterstand	1,50 m (-maaiveld)
Grondhoogte op virtueel vlak h_R	$h + (B - d_{wand}) \cdot \tan(\beta_a) = 6,83$ m

Allereerst dient een controle te worden uitgevoerd om te zien of de breedte van de hiel groot genoeg is om een actieve Rankine wig te vormen. Dit voldoet, want:

$$\tan^{-1}\left(\frac{h-d_{wand}}{B-d_{wand}}\right)=50,5\le 45+\frac{\varphi'}{2}=60,0 \qquad (6.1)$$

Er mag dus worden gerekend met de methode van Rankine. De actieve gronddrukcoëfficiënt is volgens (3.5a), met φ'=30°, α=0°, β_a=10° en δ_a=β_a=10°:
K_{ah} = 0,344
De passieve gronddrukcoëfficiënt is volgens (3.5b), met φ'=30°, α=0°, β_p=0° en δ_p=2/3φ'=20°:
K_{ph} = 5,737
Vervolgens worden alle krachten en momenten bepaald.

	Kracht [kN/m]		**Arm [m]**	**Moment [kNm/m]**
GROEP C				
Hor. gronddruk actief	$(-1) \cdot 1/2 \cdot K_{ah} \cdot h_R^2 \cdot \gamma_{dr}$	-144	2,28	-328
Hor. gronddruk passief	$1/2 \cdot K_{ph} \cdot h_{voor}^2 \cdot \gamma_{dr}$	13	0,17	2,2
Ver. component actief	$144 \cdot \tan(\beta_a)$	25,4	5,00	127
Ver. component passief	$(-1) \cdot 13 \cdot \tan(\delta)$	-4,7	0,0	0,0
GROEP B				
Gewicht wand L-muur	$d_{wand} \cdot (h - d_{wand}) \cdot \gamma_{beton}$	41	0,15	6,2
Gewicht voet L-muur	$d_{wand} \cdot B \cdot \gamma_{beton}$	36	2,50	90
Gewicht grond (1)	$(h - d_{wand}) \cdot (B - d_{wand}) \cdot \gamma_{dr}$	482	2,65	$1,28\ 10^3$
Gewicht grond (2)	$1/2 \cdot (B - d_{wand})^2 \cdot \tan(\beta_a) \cdot \gamma_{dr}$	35,1	3,43	120
Totaal verticaal V		**615**		
Totaal horizontaal H		**-131**		
Totaal moment M				1297
Arm	1297 / 615		2,11	

Tabel 6.1: krachten en momenten op L-muur

Kantelen
Het totale kantelmoment $\sum M_H$ bedraagt: -328+2,2 = -326 kNm/m.
Het tegenwerkende moment $\sum M_V$ bedraagt: 127+6,2+90+$1,28\ 10^3$+120 = 1623 kNm/m.
$|\sum M_V| > |\sum M_H|$ dus de constructie zal niet gaan kantelen.

Draagkracht
De draagkracht van de grond $R_{draagkracht}$ onder de keermuur bedraagt: 1843 kN/m.
$R_{draagkracht}$ > V dus de grond is draagkrachtig genoeg.

Horizontaal glijden
De weerstand tegen horizontaal glijden $R_{glijden}$ van de grond bedraagt: 244 kN/m.
$|R_{glijden}| > |H|$ dus ook de toets voor horizontaal glijden voldoet.

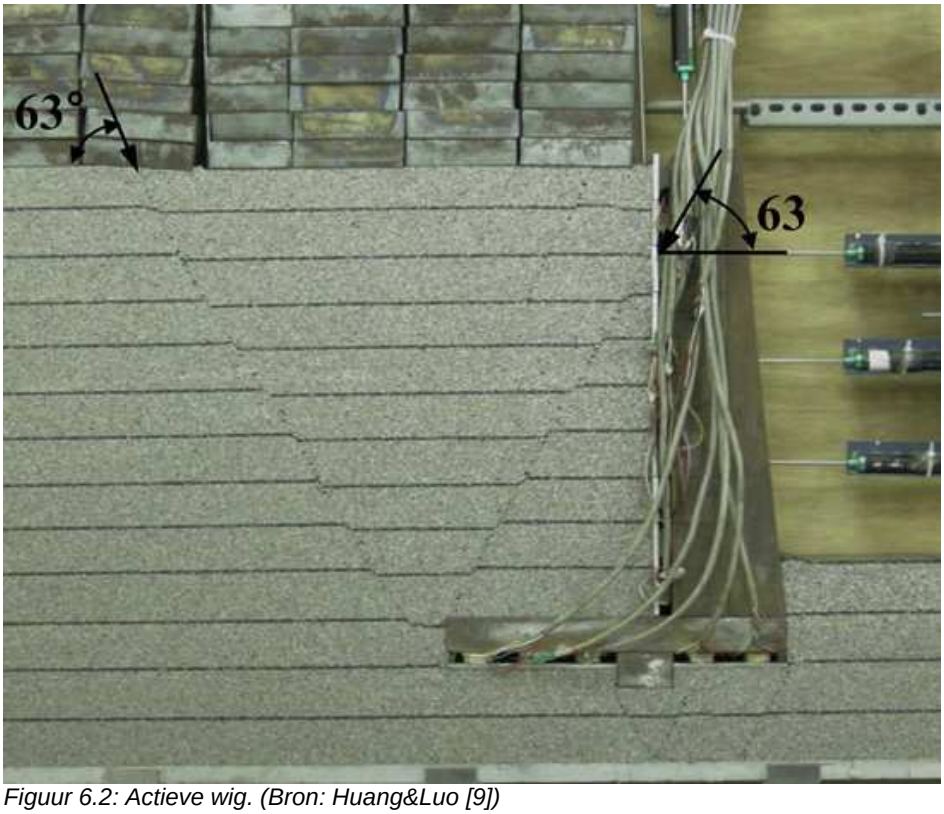
Opmerking: dit is een zogenaamde BGT (Bruikbaarheids Grens Toestand) berekening, wat inhoudt dat alle veiligheidsfactoren op 1,0 zijn gesteld. Dit is zo gedaan om de leesbaarheid van het rapport te behouden. Dezelfde berekening, maar dan in UGT (Uiterste Grens Toestand) met veiligheidsfactoren volgens tabel 4.1, is weergegeven in de bijlage.

6.2 Voorbeelden uit literatuur

Enkele voorbeelden uit de literatuur zullen in dit hoofdstuk aan de orde komen en, wanneer mogelijk, met het model worden vergeleken.

Rekenvoorbeelden
In verschillende bronnen zijn rekenvoorbeelden gegeven. De meeste van de rekenvoorbeelden hebben echter betrekking op een wand met een te korte hiel om de Rankine berekening te kunnen doen. Hierdoor zijn veel rekenvoorbeelden niet vergelijkbaar. Bond & Harris [2] hebben een rekenvoorbeeld van een wand met een hiel die lang genoeg is. De berekening gaat op de methode van Rankine, dus geeft hetzelfde resultaat als het in dit rapport gevormde model.
Situaties waarin de hiel te kort is om een volledige actieve wig te vormen kunnen dus niet met het in dit rapport beschreven model worden beschouwd. In deze gevallen kan niet worden gerekend met de spreadsheet (hoofdstuk 5); eventueel kan gebruik worden gemaakt van eindig elementen programma's, of kan het probleem "met de hand" worden berekend door een andere analytische oplossing te gebruiken.
In deel A3600 van het SBR handboek funderingen [10] wordt een rekenvoorbeeld gegeven. Ook hier worden dezelfde resultaten verkregen als met het standaard model.

Experimentele resultaten
Er zijn een aantal gepubliceerde artikelen waarin experimentele testen met keerwanden zijn gedaan.
Bentler & Labuz [1] hebben gedurende een periode van 12 maanden metingen verricht aan een 8-meter hoge keerwand. Tijdens het aanbrengen van het zand achter de wand bleek dat er horizontale spanningen tegen de wand, veroorzaakt door compactie processen, ontstonden. Ook klimaatgebonden invloeden zijn waargenomen. Verder is gebleken dat theoretische passieve spanningen een overschatting zijn van de werkelijkheid.
Djerbib et.al. [5] hebben laboratorium experimenten gedaan op een L-wand van zo'n 50 cm hoog. De horizontale spanningen op de wand werden gemeten. Een vergelijking met klassieke methoden wees uit dat deze een onderschatting van de horizontale spanningen geven. En ook hier is opgemerkt dat residuele spanningen, zoals compactie, een groot aandeel hebben in de totale spanning op de wand.



Figuur 6.2: Actieve wig. (Bron: Huang&Luo [9])

Huang & Luo [9] hebben tevens een experiment uitgevoerd op een L-wand van zo'n 50 cm hoog. Het doel van het onderzoek was de invloed van zettingen onder de wand te bekijken. Dat het bezwijken in de actieve wig ook in werkelijkheid gebeurt, is goed te zien op een foto genomen tijdens het onderzoek, op figuur 6.2.

Tevens zijn hier de hoeken van de wig met de horizontaal gemeten. In het experiment is gebruik gemaakt van een schematisatie van grond met een hoek van inwendige wrijving φ' van 35^o. De bezwijkvlakken staan volgens de Rankine theorie onder een hoek 45+φ'/2, dus voor dit experiment, is $62,5^o$. Dit komt goed overeen met de gemeten waarde van 63^o.

6.3 LimitState:Geo

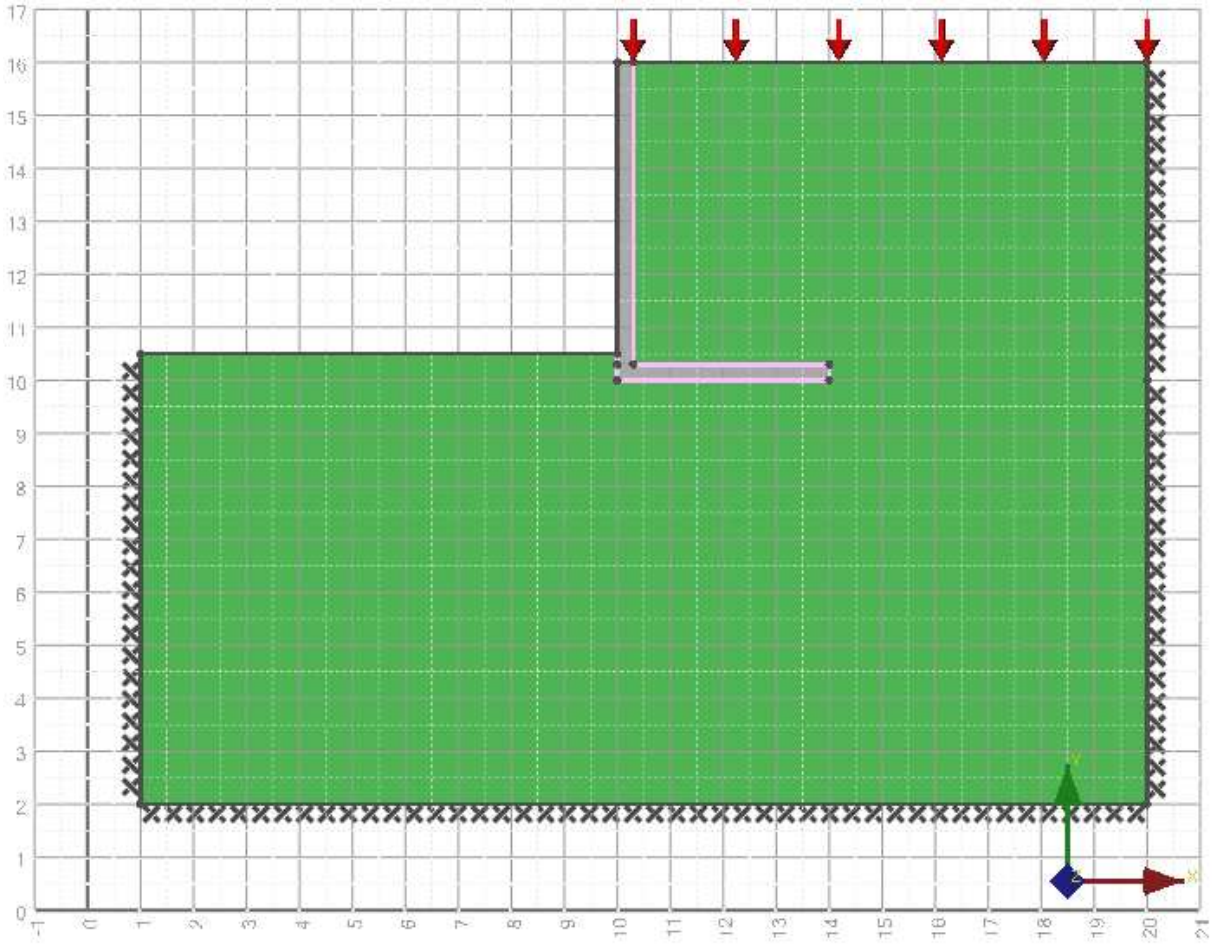
LimitState:Geo is een 2D software programma waarmee snelle analyses van de uiterste grenstoestand (de bezwijktoestand) van geotechnische problemen uitgevoerd kunnen worden. Het wordt gebruikt om bezwijkmechanismen en de verdeling van spanningen te beschouwen. De oplossing van het probleem wordt gepresenteerd als een zogenoemde *adequacy factor* op één of meerdere belastingen.

Invoer
De geometrie is zoals in figuur 6.3.

Onderstaande uitgangspunten zijn gebruikt:

Muur:	
Hoogte L-muur	6 m
Breedte L-muur	4 m
Dikte wand	0,30 m
Materiaal	gewapend beton
Type	Morh-Coulomb
Cohesie c_u*	10 000 kPa
Volumiek gewicht γ_{beton}	23 kN/m^3
Grond:	
Grondhoogte voorzijde	0,5 m
Soort	zand, gedraineerd
Grondmodel	Mohr-Coulomb
Volumiek gewicht γ_{dr}/γ_{sat} (rep)	18 / 20 kN/m^3
Hoek van inwendige wrijving φ'** (rep)	24^o
Bovenbelasting: ***	1 kPa

*) schematisatie beton
**) ter simulatie van φ'-c reductie is een gereduceerde φ' genomen
***) LimitState:Geo is een belasting-gestuurd programma



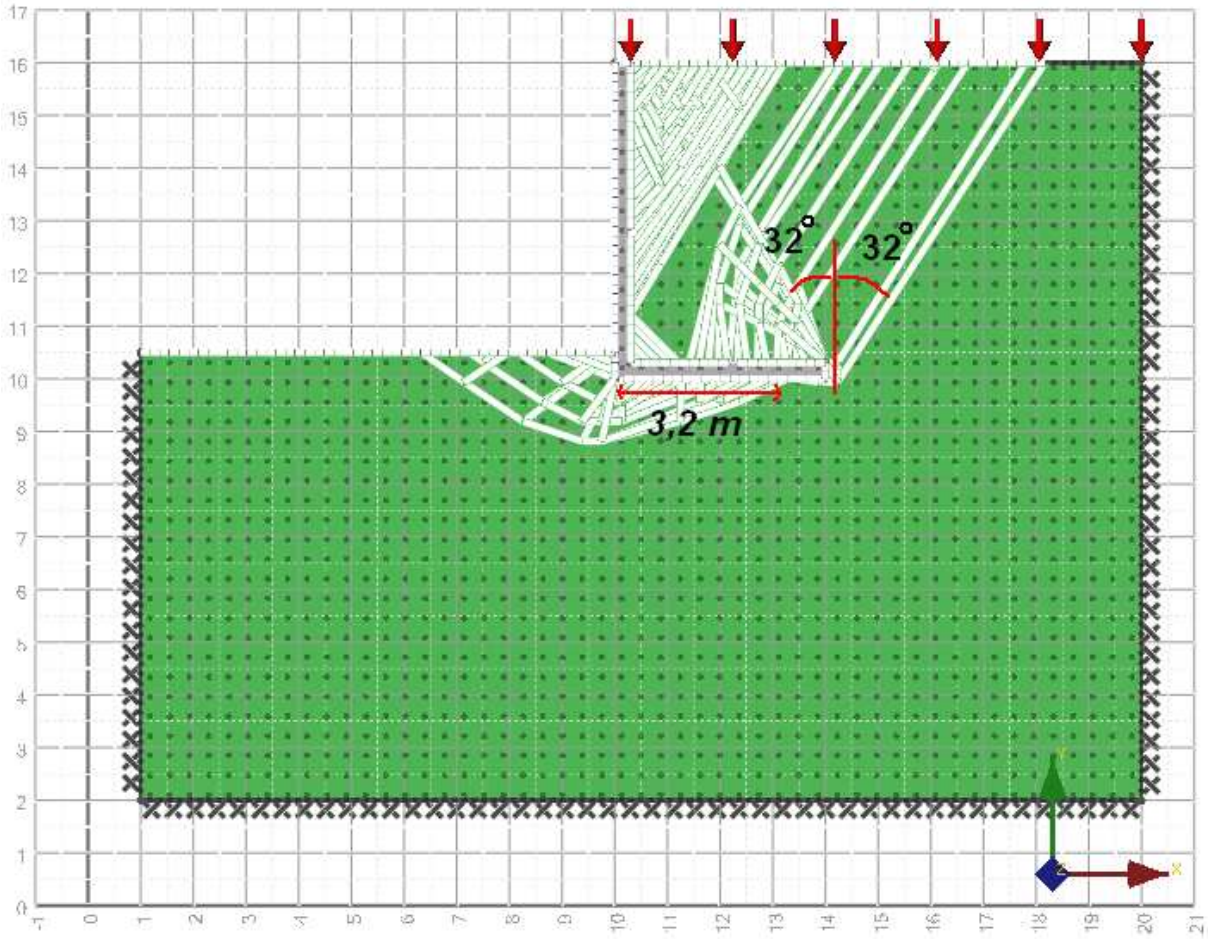
Figuur 6.3: Geometrie LimitState:Geo

Resultaten
De visualisatie van de bezwijkvlakken is weergegeven in figuur 6.4.

In de figuur is ook de bezwijkwig van Rankine te zien. De bezwijkvlakken maken beide dezelfde hoek met de verticaal van 32^{o}. De theoretische waarde bedraagt 45-φ'/2 = 33^{o}. Dit komt dus aardig overeen. Verder is ook het bezwijkmechanisme op staal goed te zien. Opgemerkt dient te worden dat er nog veel andere bezwijklijnen te zien zijn, die niet met de theorie te beschrijven zijn. Dit betreffen de lijnen in figuur 6.4 die tussen de wand zelf en de bezwijkwig in zitten. Volgens de theorie zou dit deel van de grond mee moeten bewegen met de wand, zonder dat deze grond zelf bezwijkt.

Een ander resultaat is de verkregen adequacy factor. Deze heeft een waarde van 2,221. Dit betekent dat de constructie bezwijkt bij een bovenbelasting van 2,2 maal de toegekende waarde (dus: 2,2 * 1,0 = 2,2 kPa). Door de waarde van φ' zo klein mogelijk te kiezen is deze factor ook zo klein mogelijk, waardoor een goed resultaat van bezwijkvlakken wordt verkregen. Verder kunnen de resultaten hiermee beter worden vergeleken met die van het verderop in het rapport besproken programma Plaxis.

Een effectieve breedte van 3,2 m wordt gevonden. De theoretische waarde van de effectieve breedte, bij een φ' van 24^{o}, bedraagt 4,0 m.



Figuur 6.4: bezwijken L-muur LimitState:Geo

6.4 Plaxis

Plaxis (2D) is een eindig elementen programma dat gebruikt wordt voor het analyseren van onder andere deformaties, stabiliteit en grondwaterstroming. Het programma begint met een invoerscherm waar geometrie wordt ingevoerd, een grondmodel wordt gekozen en de verschillende parameters worden ingevoerd. Na het genereren van een mesh gaat het over op het berekeningsscherm waar het rekenmodel wordt gekozen en verschillende stadia in de berekening kunnen worden ingevoerd. In het uitvoerscherm kunnen de vervormingen en spanningen worden bekeken.

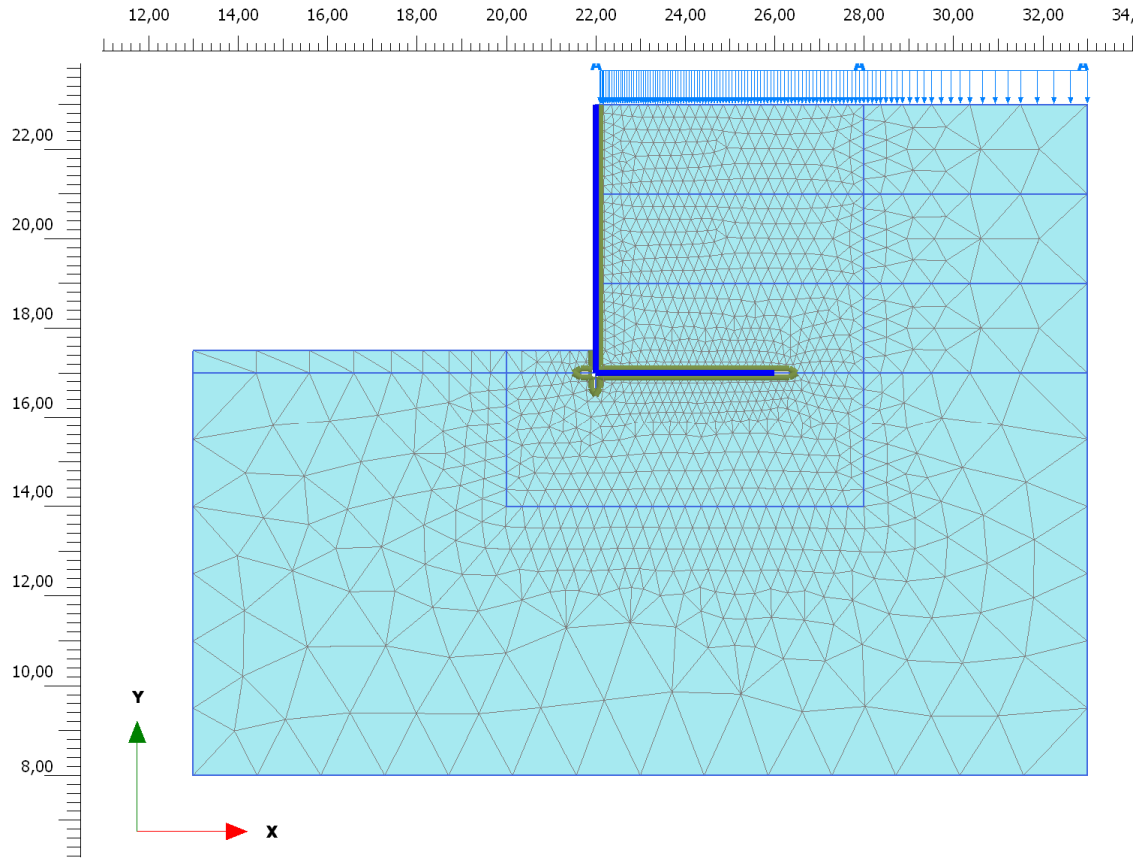
Invoer
De geometrie met het mesh worden weergegeven op figuur 6.5.

Onderstaande uitgangspunten en parameters zijn gebruikt.

Muur:	
Hoogte L-muur	6 m
Breedte L-muur	4 m
Dikte wand	0,30 m
Materiaal	gewapend beton
Type	Elastisch
Volumiek gewicht γ_{beton}	24 kN/m^3
Elasticiteitsmodulus E	30 000 MPa
Dwarscontractiecoëfficiënt v (poisson's ratio)	0,15

Grond:	
Grondhoogte voorzijde	0,5 m
Soort	zand, gedraineerd
Grondmodel	Mohr-Coulomb
Volumiek gewicht γ_{dr}/γ_{sat} (rep)	18 / 20 kN/m^3
Elasticiteitsmodulus E	30 MPa
Dwarscontractiecoëfficiënt v (poisson's ratio)	0,30
Cohesie c' * (rep)	0,5 kPa
Hoek van inwendige wrijving φ' (rep)	30^o
Dilatantiehoek ψ	0^o
Reksterkte *	5,0 kPa
Bovenbelasting *	1 kPa

*) voor enkele parameters is een (kleine) waarde aangenomen om te grote vervormingen te voorkomen.



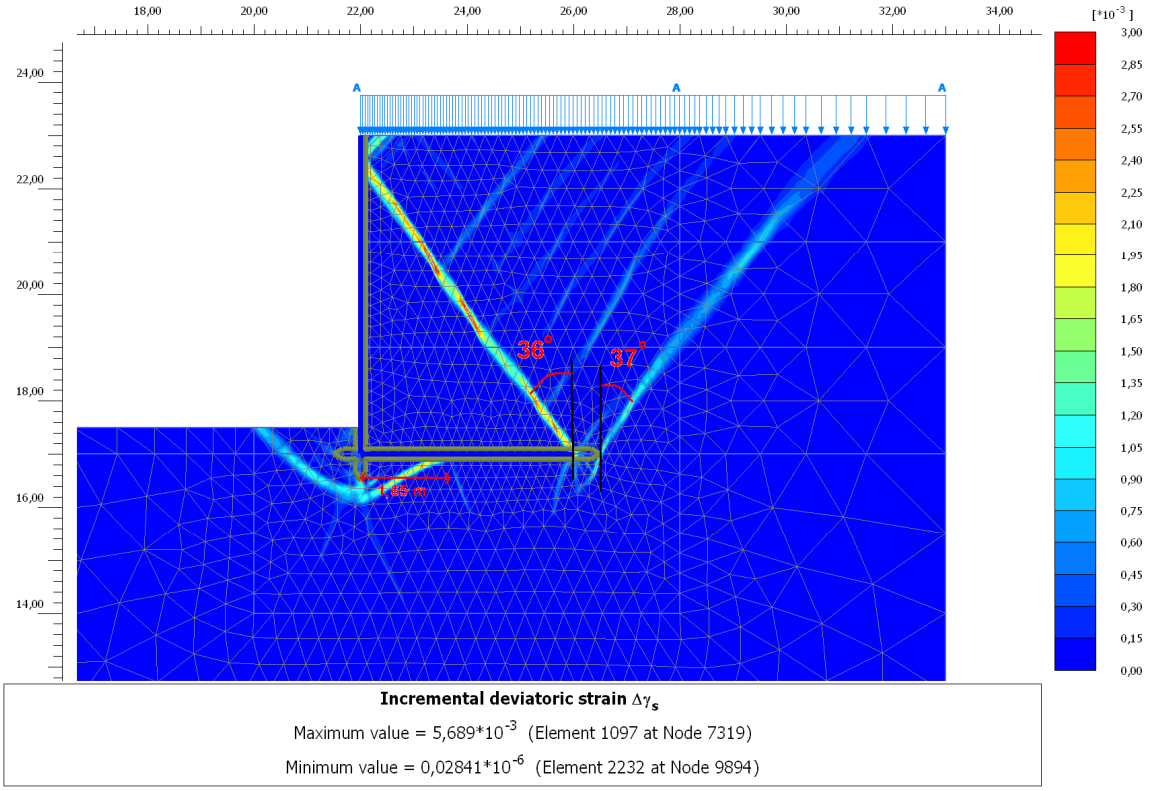
Figuur 6.5: Geometrie Plaxis model

Om het effect van eventuele maaiveldhelling te bestuderen zijn tevens twee modellen gemaakt met een maaiveldhelling (aan de achterzijde) van 10^o en 15^o, met verder dezelfde hierboven genoemde parameters.

Er is gekozen voor een stapsgewijze ophoging van zand achter de keerwand. Bij elke slag zand wordt een zogenaamde *Plastic drained* berekening gedaan. Als al het zand er ligt wordt een veiligheidsanalyse (*phi-c reductie*) uitgevoerd.

Resultaten

In figuur 6.6 kunnen bezwijkvlakken worden bekeken. Goed is te zien dat zich weer een wig vormt waarbinnen ook veel vervormingen te zien zijn. Verder is hier het bezwijken op staal (het glijvlak linksonder de wand) goed zichtbaar.



Figuur 6.6: vervormingsgedrag bij bezwijken horizontaal maaiveld

In deze zelfde figuur zijn de hoeken met de verticaal weergegeven. Volgens het in hoofdstuk 4 beschreven model zouden deze hoeken beide gelijk moeten zijn aan 45 – φ'/2 (hoek van glijvlak met *verticaal*). Maar omdat in dit rekenmodel de waarde van φ' van de grond wordt verlaagd totdat de constructie bezwijkt, zal φ' lager zijn dan 30°. De *safety factor* bedraagt 1,10. De constructie bezwijkt bij een waarde van $\varphi'_{bezwijk}$ = arctan(tan(φ')/1,10) = 27,7° (theoretische waarde: 26,5°). De hoeken van de bezwijkvlakken met de verticaal zouden volgens de theorie dan moeten zijn 45 – $\varphi'_{bezwijk}$/2 = 31,2°. De werkelijke waarden uit het eindig elementen model bedragen 36° en 37°, zie figuur 6.6. Het wijkt dus af van de theoretische waarde.

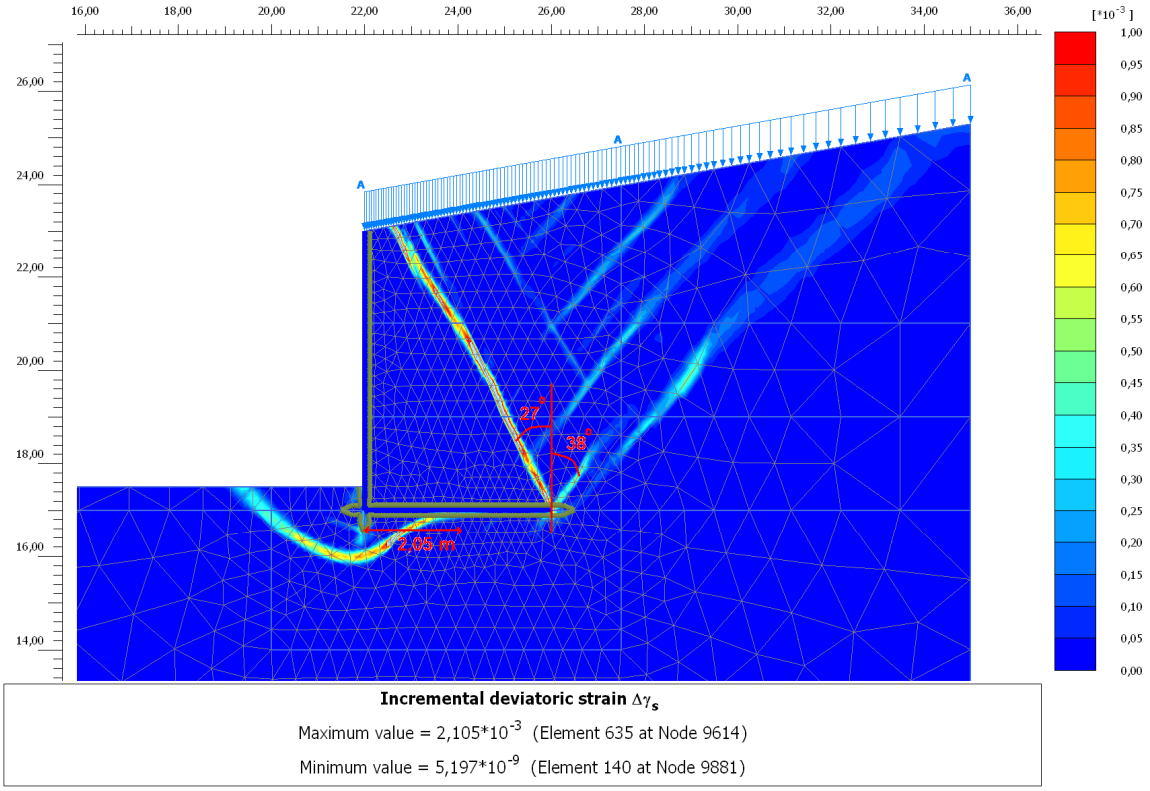
De afstand van het begin van de voet tot aan het raakpunt van het bezwijken op staal met de voet, ook aangegeven op de bovenstaande figuur, wordt verondersteld de effectieve breedte van de keermuur voor te stellen. De berekening met het spreadsheet (de theorie) geeft een effectieve breedte van 2,85 m (zie ook 6.1 Voorbeeldberekening). In de figuur is de breedte 1,65 m. Ook deze waarde wijkt dus af van de theoretische waarde.

De grootte van de horizontale gronddruk tegen de virtuele achterzijde van de wand is 120 kN, terwijl de theoretische waarde (gebruik makend van dezelfde parameters en de in Plaxis gereduceerde hoek $\varphi'_{bezwijk}$) 118 kN bedraagt.

Wat verder nog is gecontroleerd, is de hoek van de gronddrukkracht op de virtuele achterzijde van de keerwand. Deze bedraagt voor bovenstaand model van een horizontaal

maaiveld -0,9^{o} (de hoek met de horizontaal, negatief betekent naar boven gericht). De theoretische waarde is 0^{o}.

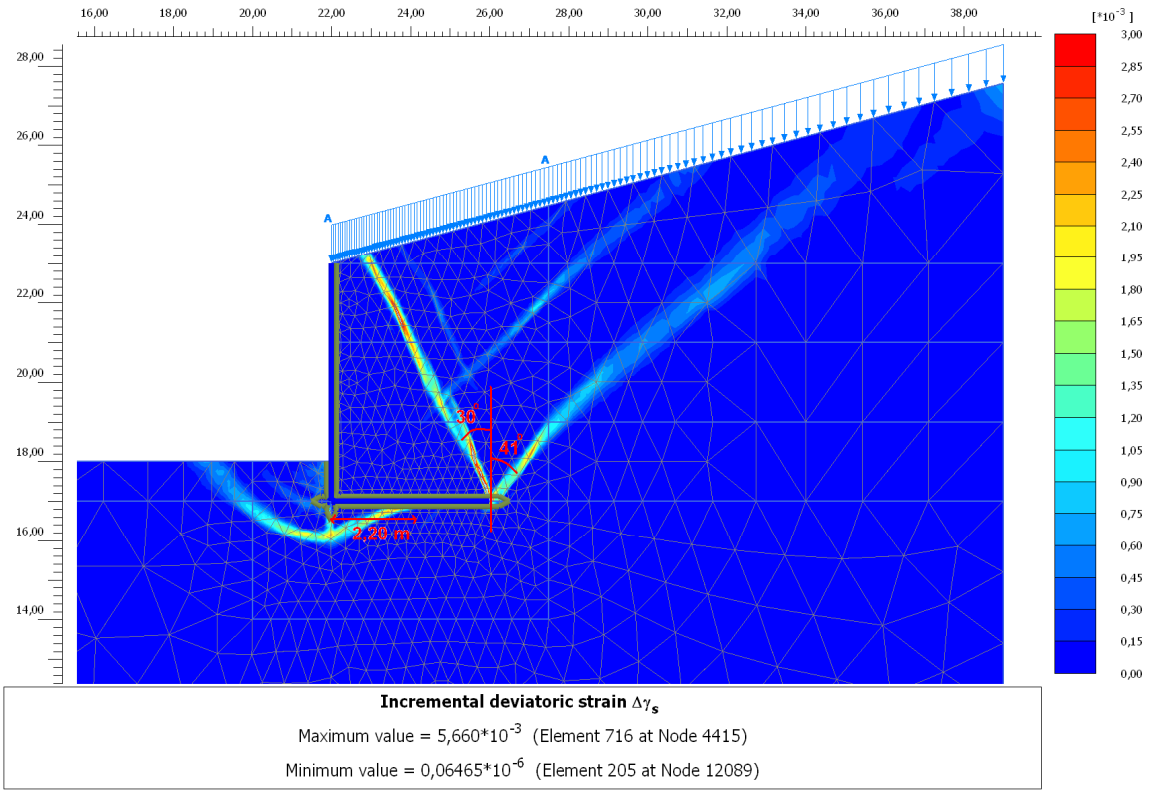
Het resultaat van het model met een maaiveldhelling van 10^{o} is te zien op figuur 6.7.



Figuur 6.7: vervormingsgedrag bezwijken maaiveldhelling 10^{o}

De safety factor is hier 1,02. De bezwijkwaarde $\varphi'_{bezwijk}$ = 29,5^{o} (theoretische waarde: 27,7^{o}). De theoretische hoek van de bezwijkvlakken is dan 45 – $\varphi'_{bezwijk}$/2 = 30,3^{o}. De werkelijke waarden zijn (zie figuur 6.7) 27^{o} en 38^{o}. Ook de effectieve breedte staat aangegeven in de figuur.
De grootte van de horizontale gronddruk tegen de virtuele achterzijde van de wand is 158 kN, terwijl de theoretische waarde (gebruik makend van dezelfde parameters en de in Plaxis gereduceerde hoek $\varphi'_{bezwijk}$) 140 kN bedraagt.
Verder is weer de helling van de gronddruk op de virtuele achterzijde van de wand bekeken, welke gelijk blijkt te zijn aan 8,5^{o}.

Het resultaat van het model met een maaiveldhelling van 15^{o} is te zien op figuur 6.8. Merk op dat hier een inbeddingsdiepte van 1,0 m is gekozen, in plaats van 0,5 m.
De safety factor is hier 1,12. De bezwijkwaarde $\varphi'_{bezwijk}$ = 27,3^{o} (theoretische waarde: 26,0^{o}). De theoretische hoek van de bezwijkvlakken is dan 45 – $\varphi'_{bezwijk}$/2 = 31,3^{o}. De werkelijke waarden zijn (zie figuur 6.8) 30^{o} en 41^{o}. Ook de effectieve breedte staat aangegeven in de figuur.
De grootte van de horizontale gronddruk tegen de virtuele achterzijde van de wand is 197 kN, terwijl de theoretische waarde (gebruik makend van dezelfde parameters en de in Plaxis gereduceerde hoek $\varphi'_{bezwijk}$) 179 kN bedraagt.
Verder is weer de helling van de gronddruk op de virtuele achterzijde van de wand bekeken, welke gelijk blijkt te zijn aan 16,1^{o}.



Figuur 6.8: vervormingsgedrag bezwijken maaiveldhelling 15^{o}

6.5 Discussie

Onder dit kopje wordt een korte samenvatting en vergelijking gegeven van de gevonden resultaten tussen de verschillende modellen.

In tabel 6.2 is de effectieve breedte van verschillende modellen samengevat.

Effectieve breedte b' [m]			Afwijking [m]
LimitState:Geo	theorie (m.b.v. Excel)	2,7	±0,5
	model	3,2	
Plaxis horizontaal maaiveld	theorie (m.b.v. Excel)	2,9	±1,2
	model	1,7	
Plaxis maaiveldhelling 10^{o}	theorie (m.b.v. Excel)	3,0	±0,9
	model	2,05	
Plaxis maaiveldhelling 15^{o}	theorie (m.b.v. Excel)	2,9	±0,7
	model	2,2	

Tabel 6.2: vergelijking effectieve breedte

Er lijkt geen verband te zitten in de theoretische waarden en de berekende waarden van de effectieve breedte. De resultaten uit computermodellen wijken erg af van de theoretische waarden.

In tabel 6.3 zijn van verschillende modellen de hoeken van de glijvlakken van de actieve wig met de verticaal samengevat.

Hoek glijvlakken van actieve wig met verticaal [^{o}]	horizontaal maaiveld	maaiveldhelling 10^o	maaiveldhelling 15^o
Theorie (m.b.v. Excel)	45 – φ'/2 (per definitie)	45 – φ'/2 (per definitie)	45 – φ'/2 (per definitie)
LimitState:Geo	45 – φ'/2 ±1	-	-
Plaxis	45 – φ'/2 ±6	45 – φ'/2 ±(4 tot 8)	45 – φ'/2 ±(2 tot 10)
Huang & Luo	45 – φ'/2 ±0,5	-	-

Tabel 6.3: vergelijking bezwijkhoeken

Uit deze resultaten blijkt dat het twijfelachtig is of de Rankine hoeken nog wel 45 – φ'/2 graden zijn bij een oplopend maaiveld. Het linker bezwijkvlak blijkt beter de theoretische hoek te volgen dan het rechter bezwijkvlak.

In tabel 6.4 is de richting van de gronddruk op de virtuele achterzijde van de keerwand samengevat.

Hoek van gronddruk Q met horizontaal [^{o}]	horizontaal maaiveld	maaiveldhelling 10^o	maaiveldhelling 15^o
Theorie (m.b.v. Excel)	0 (per definitie)	10 (per definitie)	15 (per definitie)
Plaxis	-0,9	8,5	16,1

Tabel 6.4: vergelijking richting gronddruk

Deze hoeken van de gronddruk op het virtueel vlak komen aardig goed overeen.

In tabel 6.5 is de grootte van de horizontale gronddruk tegen de virtuele achterzijde van de keerwand gegeven.

Horizontale gronddruk Q [kN]	horizontaal maaiveld	maaiveldhelling 10^o	maaiveldhelling 15^o
Theorie (m.b.v. Excel)	118	140	179
Plaxis	120	158	197

Tabel 6.5: vergelijking richting gronddruk

Er zitten ook verschillen in waarden van φ' waarbij bezwijken optreedt, zie tabel 6.6.

Hoek van inwendige wrijving van de grond bij bezwijken $\varphi'_{bezwijk}$ [^{o}]	horizontaal maaiveld	maaiveldhelling 10^o	maaiveldhelling 15^o
Theorie (m.b.v. Excel)	26,5	27,7	26,0
LimitState:Geo	24	-	-
Plaxis	27,7	29,5	27,3

Tabel 6.6: vergelijking waarde van φ' bij bezwijken

7. CONCLUSIE

Het theoretische bezwijkpatroon, volgens de methode van Rankine, wordt in uitgevoerde experimenten, maar ook in computermodellen teruggevonden. De actieve wig is dan duidelijk te zien. En ook het bezwijken op staal.

De gemeten waarden van de bezwijkhoeken van de wig komen in sommige gevallen goed overeen met de theorie. In een uitgevoerd experiment [9], en ook met het programma LimitState:Geo worden waarden van de bezwijkhoeken gevonden die erg dicht liggen bij de theoretische waarde. Echter geeft het softwareprogramma Plaxis hier in het bijzonder een afwijkende waarde.

Tussen de theoretische en met computermodellen berekende waarden van de effectieve breedte is ook een verschil merkbaar. Bij beide gemaakte computermodellen is de effectieve breedte merkbaar kleiner (Plaxis) of groter (LimitState:Geo) dan de theoretische waarde. Wellicht is de manier van bezwijken hiervoor de reden, die in het theoretische model al redelijk vast is aangenomen.

Wanneer de helling van de gronddruk tegen de virtuele achterzijde van de wand van het Plaxis model wordt vergeleken met de theoretisch gevonden waarden, komen deze met een afwijking van ca. 1 tot 2 graden erg goed overeen.

De grootte van de horizontale gronddruk tegen de virtuele achterzijde geeft een merkbaar verschil in waarde, wanneer het Plaxis model wordt vergeleken met de theoretische waarde bij maaiveldhellingen van 10 en 15 graden. Bij een horizontaal maaiveld komt de berekende en theoretische gronddrukkracht wel erg goed overeen. Onduidelijk is wat de reden hiervan is.

Ook in de grootte van de hoek van inwendige wrijving van de grond bij bezwijken ($\varphi'_{bezwijk}$) zit een variatie in de verschillende resultaten.

De grootste beperking aan het Rankine model is de eis aan de lengte van de hiel om een actieve wig te kunnen vormen. In veel gevallen in de praktijk gaat deze eis niet op (wanneer standaard maten van prefab wanden worden bekeken) en zal er dus met een ander model moeten worden gerekend. In de normen, en veel andere bronnen, wordt niet op een ander rekenmodel overgestapt in deze situaties.

Verder zijn voor de methode van Rankine over het algemeen veel beperkingen aan het model. De methode werkt bijvoorbeeld alleen bij een regelmatig maaiveld, een bovenbelasting over het gehele maaiveld en een horizontale grondwaterspiegel.

8. AANBEVELINGEN

Het model dat is beschreven in dit rapport behoeft weinig toevoegingen, voor het doel waarmee dit project is uitgevoerd.

Er zijn wel een aantal punten die nog niet in de spreadsheet terug te vinden zijn. Ten eerste zou het gebruik van verschillende grondlagen in aan de achterzijde (evt. de backfill) of aan de voorzijde een goede toevoeging zijn. Hiermee kan dan ook worden voorzien in een mogelijkheid de grondwaterstand boven het aanlegniveau van de keermuur te leggen. Een tweede belangrijk punt is de toevoeging van cohesieve grond(lagen), waarmee op dit moment nog niet kan worden gerekend. Verder geeft het sheet nog geen oplossing voor wanden met een neus (engels: *key*).

Een ander punt dat nog niet is onderzocht is een beoordeling van de te gebruiken partiële factoren. Al voordat aan het project is begonnen, was bekend dat de huidige methode wellicht een te conservatieve uitkomst geeft. Om te voldoen aan alle belastinggevallen moet een zware wand worden gekozen, terwijl in de praktijk een lichtere wand geen problemen zou opleveren. Eventueel kan een vergelijkende studie naar partiële factoren hier meer over zeggen. Een andere kant van het verhaal is weer dat keermuren vaak ook aan te grote vervormingen onderhevig kunnen zijn, hoewel in deze gevallen van zeer gering gevolg. Een nog beter plan lijkt het dus wat proeven te doen met keerwanden in het veld.

Onderzocht kan ook nog worden of de Rankine theorie wel toepasbaar is bij alle zes de belastinggevallen. Er is een belastinggeval waarbij de partiële factor op de bovenbelasting direct bovenop de keermuur 0,0 is, terwijl de bovenbelasting net naast de keermuur wel meetelt. Twijfelachtig is in dit geval of er dan nog mag worden gerekend met een gronddruk die evenwijdig loopt aan het maaiveld. Aangeraden wordt te onderzoeken of de methode van Clayton et.al., of die van Greco, wellicht beter toepasbaar is, aangezien deze methoden ook voorzien in wanden met een te kleine hiel om een volledige actieve wig te vormen.

BRONVERMELDING

[1] Bentler & Labuz, 2007. *Daily and Seasonal Response of a Cantilever Retaining Wall*. 7th International Symposium on Field Measurements in Geomechanics.

[2] Bond, A. & Harris, A., *Decoding Eurocode 7*. 1ste druk. Taylor & Francis Group, 2008.

[3] Clayton, C.R.I. et al., *Earth Pressure and Earth-retaining Structures*. 2de druk. Chapman & Hall, 1993.

[4] Craig, R.F., *Craig's Soil Mechanics*. 7de druk. Spon Press, 2005.

[5] Djerbib et.al., 2001. *Centifugal model tests of uniform surcharge loading on L-shaped retaining walls*. 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Istanbul, Vol.2 p.1137-1140.

[6] Greco, 1999. *Active earth thrust on cantilever walls in general conditions*. Soils and Foundations Vol.39, No.6, 65-78.

[7] Greco, 2001. *Active earth thrust on cantilever walls with short heel*. Canadian Geotechnical Journal 38: 401-409.

[8] Greco, 2008. *Analytical active earth thrust on cantilever walls with short heel*. Canadian Geotechnical Journal 45: 1649-1658.

[9] Huang & Luo, 2009. *Behavior of soil retaining walls on deformable foundation.* Engineering Geology 105 (2009) 1-10.

[10] Jansen, H.L., 'A 3600 L-vormige keermuren'. In: *SBR Handboek funderingen – Deel A: Theorie en praktijk (volgens Eurocode 7)*. Rotterdam: SBR, 2010.

[11] NEN 9997-1 (nl): *Geotechnisch ontwerp van constructies – Deel 1: Algemene regels*. Delft: Nederlands Normalisatie-instituut, 2011.

[12] *Spundwand-Handbuch: Berechnung*. Dortmund: Hoesch Estel Hüttenverkaufskontor GMBH, ca. 1978.

[13] Vandepitte, D., *Berekening van constructies*. Boekdeel 1. 1979 (www.berekeningvanconstructies.be).

[14] Verruijt, A., herzien door S. van Baars, *Grondmechanica*. 7de druk. VSSD, 2005.

BIJLAGE: VOORBEELDBEREKENING VOLGENS UGT

De uitgangspunten zijn (zie ook figuur 6.1):

Hoogte h	6,00 m
Breedte B	5,00 m
Dikte wand d_{wand}	0,30 m
Grondhoogte voorzijde h_{voor}	0,50 m
Maaiveldhelling achterzijde β_a	10,0°
Volumiek gewicht beton γ_{beton}	24,0 kN/m^3
Volumiek gewicht grond γ_{dr} / γ_{sat} (rep)	18,0 / 20,0 kN/m^3
Hoek van inwendige wrijving φ'_{rep}	30,0°
Wandwrijvingshoek δ_{rep}	$2/3 \cdot \varphi'_{rep}$ = 20,0°
Grondwaterstand	1,50 m (-maaiveld)
Grondhoogte op virtueel vlak h_R	$h + (B - d_{wand}) \cdot \tan(\beta_a)$ = 6,83 m

Er zijn 6 belastinggevallen die allen worden getoetst. Dit voorbeeld heeft betrekking op het (vaak maatgevende) belastinggeval met de volgende partiële factoren:

Groep B: 0,9G en 0,0Q met karakteristieke waarden van de grondparameters (dus geen factoren op de grondparameters in groep B)

Groep C: 1,0G en 1,3Q met rekenwaarden van de grondparameters (dus wel factoren op grondparameters in groep C): $\gamma_d=\gamma_{rep}/1,0$; $\tan(\varphi'_d)=\tan(\varphi'_{rep})/1,2$

Allereerst een controle om te zien of de breedte van de hiel lang genoeg is. Dit voldoet, want:

$$\tan^{-1}\left(\frac{h-d_{wand}}{B-d_{wand}}\right)=50,5 \le 45+\frac{\varphi'_d}{2}=60,0$$

Met φ'_d = 25,7°. Er mag dus worden gerekend met de methode van Rankine.
De actieve gronddrukcoëfficiënt is volgens (3.5a), met φ'_d=25,7°, α=0°, β_a=10° en $\delta_a=\beta_a$=10°:
K_{ah} = 0,412
De passieve gronddrukcoëfficiënt is volgens (3.5b), met φ'_d=25,7°, α=0°, β_p=0° en $\delta_{p;d}=2/3\varphi'_d$=17,1°:
K_{ph} = 4,106
Vervolgens worden alle krachten en momenten bepaald.

	Kracht [kN/m]		**Arm [m]**	**Moment [kNm/m]**
GROEP C				
Hor. gronddruk actief	$1,0 \cdot (-1) \cdot 1/2 \cdot K_{ah} \cdot h_R^2 \cdot \gamma_{dr}$	-173	2,28	-394
Hor. gronddruk passief	$1,0 \cdot 1/2 \cdot K_{ph} \cdot h_{voor}^2 \cdot \gamma_{dr}$	9,2	0,17	1,6
Ver. component actief	$173 \cdot \tan(\beta_a)$	30,5	5,00	153
Ver. component passief	$(-1) \cdot 9,2 \cdot \tan(\delta_{p;d})$	-2,8	0,0	0,0
GROEP B				
Gewicht wand L-muur	$0,9 \cdot d_{wand} \cdot (h - d_{wand}) \cdot \gamma_{beton}$	37	0,15	5,6
Gewicht voet L-muur	$0,9 \cdot d_{wand} \cdot B \cdot \gamma_{beton}$	32	2,50	80
Gewicht grond (1)	$0,9 \cdot (h - d_{wand}) \cdot (B - d_{wand}) \cdot \gamma_{dr}$	434	2,65	1,15 10^3
Gewicht grond (2)	$0,9 \cdot 1/2 \cdot (B - d_{wand})^2 \cdot \tan(\beta_a) \cdot \gamma_{dr}$	31,6	3,43	108
Totaal verticaal V_d		**562**		
Totaal horizontaal H_d		**-164**		
Totaal moment M_d				1104
Arm	1104 / 562		1,96	

Tabel: krachten en momenten op L-muur

Kantelen
Het totale kantelmoment $\sum M_{H;d}$ bedraagt: -394+1,6 = -392 kNm/m.
Het tegenwerkende moment $\sum M_{V;d}$ bedraagt: 153+5,6+80+1,15 10^3+108 = 1735 kNm/m.
$|\sum M_{V;d}| > |\sum M_{H;d}|$ dus de constructie zal niet gaan kantelen.

Draagkracht
De draagkracht van de grond $R_{draagkracht;d}$ onder de keermuur bedraagt: 591,6 kN/m.
$R_{draagkracht;d} > V_d$ dus de grond is draagkrachtig genoeg.

Horizontaal glijden
De weerstand tegen horizontaal glijden $R_{glijden;d}$ van de grond bedraagt: 189,9 kN/m.
$|R_{glijden;d}| > |H_d|$ dus ook de toets voor horizontaal glijden voldoet.