

HOOFDSTUK 6

ONTWERPEN VAN FUNDEREN OP STAAL

Inhoudsopgave

6.1	Algemeen	2
6.1.1	Inleiding	2
6.1.2	Principe van evenwichtsdraagvermogen.....	3
6.2	Toetsing volgens de Eurocode	4
6.3	Berekening van een fundering op staal	8
6.3.1	Stappenplan NEN-EN 1997-1	8
6.3.2	Stap 1: Toetsing van het verticaal draagvermogen	8
6.3.3	Stap 2: Toetsing weerstand tegen horizontaal afschuiven	16
6.3.4	Stap 3: Toetsing algehele stabiliteit	18
6.3.5	Stap 4: Toetsing kantelstabiliteit	18
6.3.6	Stap 5: Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering	19
6.3.7	Stap 6: Toetsing zakkingen en zakkingsverschillen	20
6.3.8	Voorbeeldberekening 1: op staal gefundeerd landhoofd.....	24
6.4	Berekening funderingen als elastisch ondersteunde elementen	32
6.4.1	Door een puntlast belaste funderingsbalk.....	32
6.4.2	Door een kolomlast belaste plaatfundering.....	33
6.4.3	Voorbeeldberekening 2: berekening strookfundering als ligger	35
6.5	Berekening van kelderfunderingen	37
6.5.1	Algemeen	37
6.6	Berekening van een keermuur op staal	38
6.6.1	Algemeen	38
6.6.2	Horizontale gronddruk.....	38
6.6.3	Stappenplan keermuur op staal volgens NEN-EN 1997-1.....	40
6.6.4	Voorbeeldberekening 3: op staal gefundeerde keermuur	41
6.7	Activeringsvragen.....	47
6.8	Referenties.....	49

Hoofdstuk 6

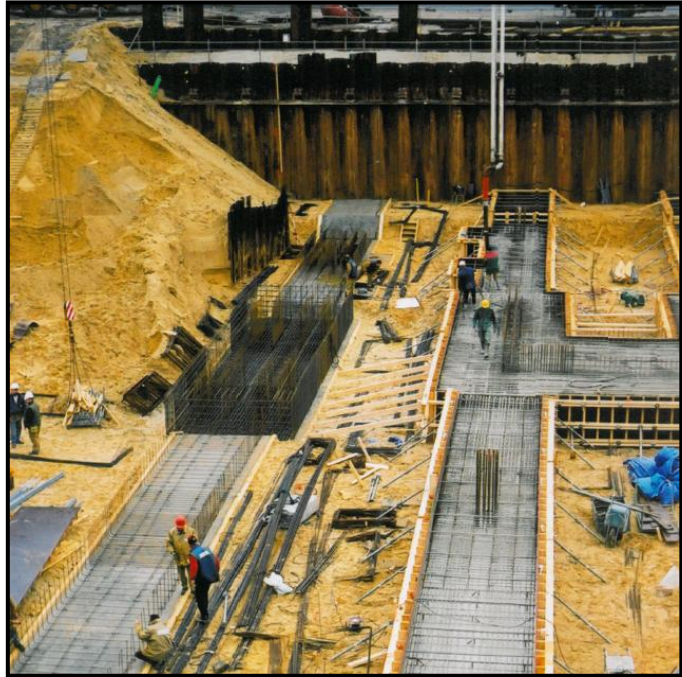
Ontwerpen van funderen op staal

Grontmij

6.1 Algemeen

6.1.1 Inleiding

Een fundering is een onderdeel van een constructie met als primaire functie de belastingen vanuit een constructie te kunnen overdragen naar een draagkrachtige ondergrond. Een fundering is een geotechnische constructie, dat wil zeggen een constructie waarbij de mechanische eigenschappen van de grond bepalend zijn voor de stabiliteit, de maximale draagkracht en de vervormingen.



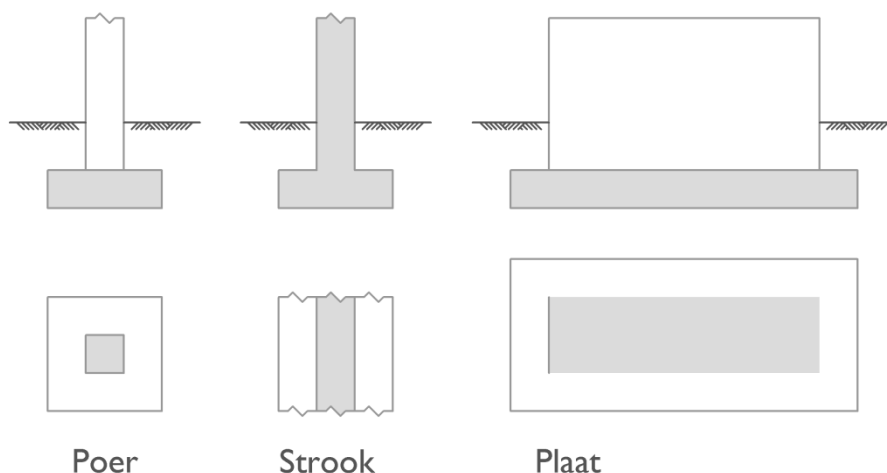
Figuur 6.1.1 Uitvoering wapening strookfundering parkeercomplex Van Heekplein te Enschede

Funderingen op staal hebben betrekking op constructies die op relatief geringe diepte op de draagkrachtige ondergrond worden gefundeerd, veelal door tussenkomst van een verbrede voet. Deze verbrede voet is benodigd om de druk die vanuit de constructie wordt uitgeoefend en die groter is dan die de ondergrond kan opnemen, te spreiden over een groter oppervlak.

De term: "funderen op staal" is afkomstig van het Oudgermaans "stal", wat "staan op, rusten op" betekent en heeft uiteraard niets te maken met het materiaal staal. Om de draagkracht van de ondergrond te kunnen beoordelen wordt de grond eerst geïnspecteerd door grondmonsters te nemen en deze te beoordelen. De kennis van de ondergrond is van groot belang. De kenmerken van de ondergrond bepalen uiteindelijk of een bouwwerk überhaupt op staal kan worden gefundeerd en welke afmetingen en diepte hiervoor benodigd zijn. Daarnaast wordt de term "funderen op staal" gebruikt ter onderscheid van diepe funderingen zoals paalfunderingen. De wetenschappers K.Terzaghi en R.B.Peck hebben een fundering op staal gedefinieerd als een fundering met een grotere (of gelijke) breedte dan de diepteligging.

Onder funderingen op staal kunnen als voorbeeld worden genoemd: funderingen op poeren, strookfunderingen, plaatfunderingen en kelderconstructies. Deze funderingen komen aan de orde in dit hoofdstuk. Paalfunderingen komen aan bod in hoofdstuk 7.

Figuur 6.1.2 laat de verschillende funderingsvormen en hun mogelijke uitvoering zien.



Figuur 6.1.2 Voorbeelden van funderingen op staal: poer, strook en plaat

Een vreemde eend in de bijt vormen de gewichtsmuren en L-wanden. Hoewel dergelijke, op staal gefundeerde constructies op gelijksoortige wijze worden ontworpen als funderingen op staal uit figuur 6.1.2, vallen deze constructies onder de categorie "*grondkerende constructies, niet-zijnde funderingen*". Het onderscheid heeft met name betrekking op de toe te passen veiligheidsbenadering in de uiterste grenstoestand. Bij de partiële factoren zal dit onderscheid worden gemaakt.

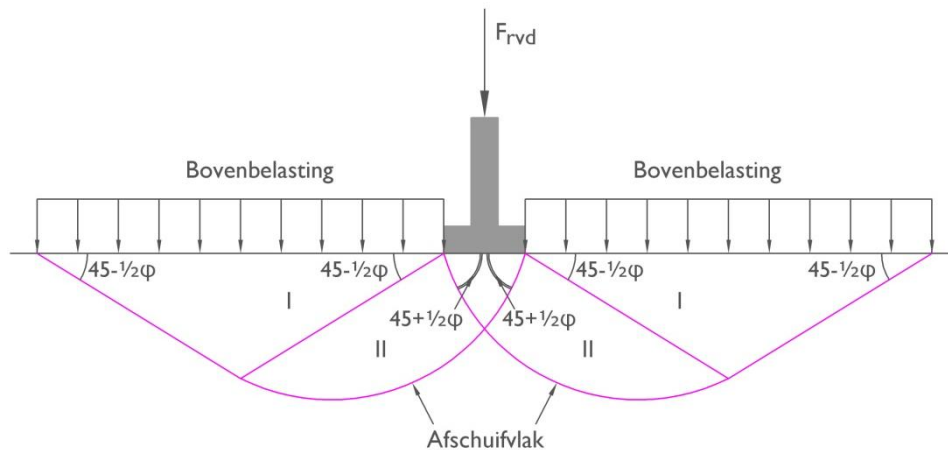
6.1.2 Principe van evenwichtsdraagvermogen

Een fundering op staal berust op het principe van evenwichtsdraagvermogen van de ondergrond. De algemene regel hierbij is, dat de belasting vanuit de fundering gedragen kan worden door de ondergrond, oftewel dat deze zodanig gespreid wordt dat deze binnen de bezwijkwaarde, het evenwichtsdraagvermogen, van de ondergrond blijft.

De rekenwaarden van de belastingen uit de bovenbouw en uit de fundering mogen niet groter zijn dan de rekenwaarden van de draagkracht (sterkte) en de vervormingen (stijfheid) van de grond. Onder rekenwaarden worden bij de toetsing van de fundering aan de grenstoestanden de aan te houden waarden voor de belasting en de grondeigenschappen verstaan. De rekenwaarde van de belastingen worden verkregen door de representatieve belastingen te vermenigvuldigen met de belastingsfactoren. De rekenwaarde van de draagkracht en de vervorming worden verkregen met behulp van grondeigenschappen, zoals de hoek van de inwendige wrijving, de cohesie en de samendrukkingsconstante. Deze grondeigenschappen, verkregen in een laboratorium, worden gedeeld door zogenaamde materiaalfactoren.

Voor de berekeningsmethode voor het evenwichtsdraagvermogen is door Prandtl als eerste een analytische oplossing gegeven. Hij heeft hiertoe een bezwijkmechanisme in de vorm van een afschuivende grondwig gedefinieerd voor een strookvormige belasting, waarbij in deze wig een onderverdeling wordt gemaakt in drie zones. In gebied I overheerst de horizontale spanning de verticale, die gelijk is aan q (de dekking), in gebied III overheerst de verticale spanning die gelijk is aan de belasting uit de fundering. Het overgangsgebied II wordt beschreven als een spiraalvormig bezwijkvlak. In figuur 6.1.3 zijn de zones in de wig van Prandtl weergegeven.

Figuur 6.1.3
Wig van Prandtl



In elk van de zones moet worden voldaan aan de evenwichtsvergelijkingen en het Mohr-Coulombcriterium ($\tau = c + \sigma_n \cdot \tan \varphi$). Door Prandtl is de oplossing gevonden door toepassing van zogenaamde draagkrachtfactoren N_c en N_q op de parameters c (cohesie) en q (dekking). Door Keveling Buisman, Caquot en Terzaghi is de formule uitgebreid met het eigen gewicht van de grond ($\frac{1}{2} \gamma b$) met bijbehorende draagkrachtfactor N_{γ} . Door Brinch Hansen en anderen is de formule verder uitgebreid met een groot aantal reductiefactoren, voor de vorm van de fundering, de richting van de belasting en de helling van het maaiveld. Deze factoren komen terug in de berekening van het draagvermogen in paragraaf 6.3.

Draagkracht van de grond is algemeen gedefinieerd als:

$$\sigma'_{\max,d} = \frac{F_{r,d}}{A_{ef}} \quad (6.1.1)$$

Definitie van gedraineerde en ongedraineerde toestand

De berekening van de draagkracht dient te worden verricht voor zowel een gedraineerde toestand als voor een ongedraineerde toestand. Van een volledig gedraineerde toestand is sprake, als er geen wateroverspanningen aanwezig zijn. De ongedraineerde toestand treedt op in cohesieve gronden, waarin tijdens en direct na belasten een wateroverspanning ontstaat. Voor deze berekening moet een berekening zijn gemaakt, waarbij de sterkte van de grond is ontleend aan de ongedraineerde schuifsterkte $c_{u,d}$. De hoek van inwendige wrijving φ moet gelijk aan nul zijn gesteld. Bij een fundering in niet-cohesieve grond is de gedraineerde situatie maatgevend. Bij een fundering in cohesieve grond dienen beide toestanden te worden doorgerekend.

6.2 Toetsing volgens de Eurocode

Met de invoering van het Bouwbesluit in oktober 1992 werden voor het eerst in Nederland normen voor de geotechniek van kracht. De normen voor funderingen op staal waren daarin opgenomen in NEN 6744. In het kader van de Europese eenwording en onderlinge aansluiting van de verschillende ontwerpmethoden van de verschillende EU-lidstaten is in 2005 de Eurocode 7 (NEN-EN 1997-1) uitgebracht, waarin de algemene bepalingen voor het geotechnisch ontwerp zijn opgenomen.

In het ontwerp van de fundering moet worden vastgesteld welke mate van veiligheid aan de orde is. Hiervoor moet de constructie volgens de norm ingedeeld worden in een bepaalde veiligheidsklasse of betrouwbaarheidsklasse. Deze geven de mate van vereiste veiligheid aan, afhankelijk van het risico en gevolgschade die optreden wanneer de constructie faalt. De betrouwbaarheidsklassen (Reliability Class RC) RC1, RC2 en RC3 zijn gekoppeld aan gevolgschadeklassen (consequence class) CC1, CC2 en CC3.

Partiële belastingfactoren funderingen op staal

Belastingen die door de grond worden uitgeoefend op in de geotechnische constructie zijnde fundering aanwezige constructieve elementen, zoals een strookfundering, plaatfundering, betonnen kelderwand of een tunnelwand, moeten worden beschouwd als zogenaamde *constructieve belastingen*. Deze zijn in NEN-EN 1990:2002/NB:2007 onderverdeeld in groep B.

In NEN-EN 9997-1, par. 2.4.2 (b) [6.1] worden keermuren, die gefundeerd zijn op staal, beschouwd als een grondkerende constructie. De horizontale gronddruk wordt beschouwd als *geotechnische belasting*, die wordt bepaald aan de hand van een materiaalfactor op de sterkte en niet op het volumegewicht van de grond. Keerwanden en L-wanden zijn in NEN-EN 1990:2002/NB:2007 onderverdeeld in groep C.

De rekenwaarden voor de belastingen worden dan als volgt bepaald:

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (6.2.1)$$

waarbij geldt:

- F_d rekenwaarde belasting [kN]
- F_{rep} representatieve waarde belasting [kN]
- γ_F partiële belastingfactor

In tabel 6.2.1 zijn de partiële belastingfactoren weergegeven voor zowel constructieve belastingen als geotechnische belastingen.

Voor de berekening van de rekenwaarde van de *horizontale gronddruk* op een keermuur op staal dient de rekenwaarde door middel van sterkteparameters op de actieve gronddruk te zijn toegepast, voor het volumiek gewicht van de grond aan de belastingzijde geldt daarbij een partiële factor van 1,0. Tevens dienen rekenwaarden voor de geometrie te worden meegenomen. De gronddrukken op de wand worden opgevat als geotechnische belastingen, ook als deze het gevolg zijn van bijvoorbeeld een veranderlijke belasting op maaiveld. Voor de *verticale gronddrukken* gelden de partiële belastingfactoren conform tabel 6.2.1.

Toepassing	Parameter	Symbool	Waarde RC1	Waarde RC2	Waarde RC3
fundering op staal	permanente belasting, ongunstig ¹⁾	γ_G	1,23	1,35	1,49
	permanente belasting, ongunstig ²⁾	$\gamma_G \times \xi$	1,09	1,20	1,32
	permanente belasting, gunstig	$\gamma_{G,stb}$	1,00	0,90	0,82
	veranderlijke belasting, ongunstig	$\gamma_{Q,dst}$	1,35	1,5	1,65
	veranderlijke belasting, gunstig	$\gamma_{Q,dst}$	0	0	0
keermuur op staal	permanente belasting, ongunstig ¹⁾	γ_G	1,23	1,35	1,49
	permanente belasting, ongunstig ²⁾	$\gamma_G \times \xi$	1,09	1,20	1,32
	permanente belasting, gunstig	$\gamma_{G,stb}$	1,00	0,90	0,82
	veranderlijke belasting, ongunstig	$\gamma_{Q,dst}$	1,35	1,5	1,65
	veranderlijke belasting, gunstig	$\gamma_{Q,dst}$	0	0	0

¹⁾ geldt alleen bij kleine veranderlijke belastingen ($Q/G < 0,2$)

²⁾ alleen als aandeel veranderlijke belastingen groot is (conform NEN-EN 1990/NB geldt $\xi = 0,89$)

Materiaalfactoren funderingen op staal

Bij funderingen en keermuren op staal wordt, in tegenstelling tot de belastingfactoren, voor de materiaalfactoren géén onderscheid gemaakt in de verschillende betrouwbaarheidsklassen. De rekenwaarden voor de grondparameters worden dan als volgt bepaald:

$$X_d = \frac{X_{rep}}{\gamma_M} \quad (6.2.2)$$

waarbij geldt:

- X_d rekenwaarde grondparameter [kN]

Tabel 6.2.1 Partiële belastingfactoren fundering op staal en keermuren

- X_{rep} representatieve waarde grondparameter [kN]
- γ_M partiële materiaalfactor

De materiaalparameters staan weergegeven in tabel 6.2.2. De waarden voor de partiële factoren uit tabel 6.2.2 zijn over het algemeen van toepassing indien een hoge waarde van de desbetreffende parameter gunstig is.

Tabel 6.2.2 Partiële materiaalfactoren fundering op staal

Toepassing	Parameter	Symbol	Waarde RC1; RC2; RC3
fundering op staal (constructieve belastingen) NEN-EN 9997-1, tabel A.4a kolom "Fundering op staal"	hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\phi'}^{1)}$	1,15
	effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,6
	ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	1,35
	prisma druksterkte	γ_{qu}	1,35
	volumiek gewicht voor draagvermogen	γ_{γ}	1,1
keermuur op staal (geotechnische belastingen) NEN-EN 9997-1, tabel A.4a kolom "Keermuur"	hoek van inwendige wrijving	$\gamma_{\phi'}^{1)}$	1,2
	effectieve cohesie	$\gamma_{c'}$	1,5
	ongedraineerde schuifsterkte	γ_{cu}	1,5
	prisma druksterkte	γ_{qu}	1,5
	volumiek gewicht voor draagvermogen	γ_{γ}	1,1

¹⁾ factor heeft betrekking op $\tan \phi'$

Bezwijkmechanismen

Bij de toetsing van een fundering op staal moeten zowel grenstoestanden in UGT als in BGT worden beschouwd. Conform NEN-EN 1997-1 [6.1] zijn de volgende situaties te onderzoeken:

1. Verlies van algehele stabiliteit
2. Bezwijken door overschrijding van draagkracht, doorponsen en/of zijdelings wegperzen (squeezing)
3. Bezwijken door horizontaal glijden
4. Gelijktijdig bezwijken in de ondergrond en in de constructie (kantelstabiliteit)
5. Bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering
6. Zeer grote zettingen
7. Buitensporige rijzing door zwel of vorst enz.
8. Onaanvaardbare trillingen

De bezwijkmechanismen worden stapsgewijs in paragraaf 6.3 toegelicht. Indien de stijfheid van de constructie belangrijk is, moet een analyse van de interactie tussen de constructie en de ondergrond worden gemaakt. Dit is bijvoorbeeld het geval bij kolombelastingen op strookfunderingen of plaatfunderingen, zie hiervoor paragraaf 6.4.

6.2.1 Ontwerpeisen

Voor een fundering op staal zijn een groot aantal ontwerpeisen van toepassing (figuur 6.2.1). De belangrijkste zijn hieronder samengevat.

- De fundering op staal moet tezamen met de bouwconstructie zo worden ontworpen dat deze op elk moment tijdens de levensduur voldoet aan de gestelde eisen ten aanzien van veiligheid en bruikbaarheid. De bovenstaande bezwijkmechanismen moeten zijn beschouwd in zowel de korte termijn als de lange termijn ontwerpsituatie.
- Indien een fundering op staal in de buurt van een reeds bestaande op staal gefundeerde bouwconstructie wordt ontworpen, moet er rekening mee worden gehouden dat de voor de uitvoering benodigde ontgravingen de draagkracht en het deformatiegedrag van de bestaande fundering op staal in ernstige mate ongunstig kunnen beïnvloeden. Aangetoond

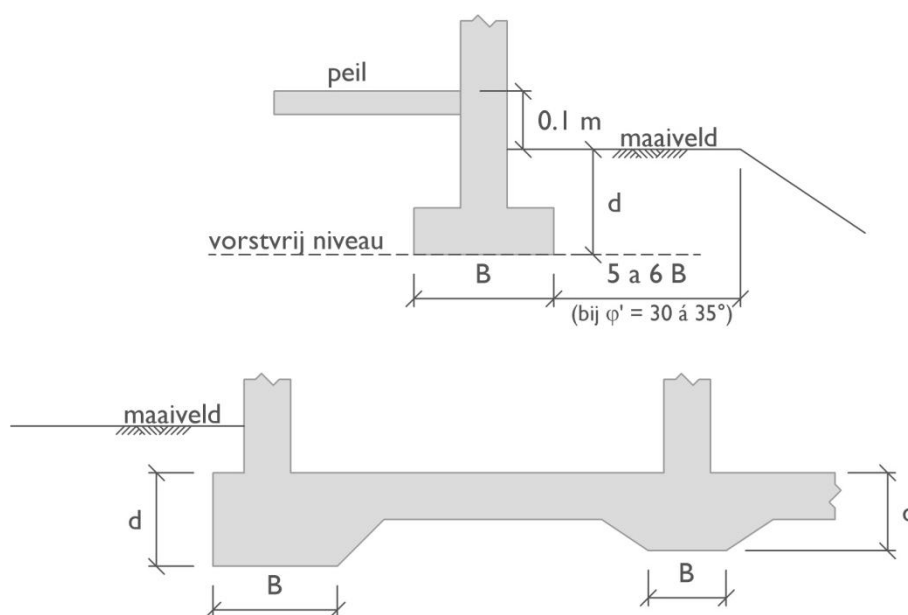
moet worden dat de aangrenzende bouwconstructie geen gevaar loopt en dat ook vervormingen binnen nader te stellen grenzen blijven. Invloed van ontgravingen, taluds, krimp/zwel dienen te worden beschouwd indien van toepassing.

- In het algemeen moet worden vermeden dat de aanlegdiepte van de nieuw te maken fundering dieper reikt dan de bestaande. Indien dit niet kan worden vermeden dient de bestaande fundering te worden versterkt of gedurende de uitvoering van de nieuwe fundering tijdelijk te worden opgevangen. Voor sleuven voor kabels en leidingen moet een minimale diepte van 0,8 m en een minimale breedte van 1,2 m zijn aangehouden.
- Bij niet-horizontale maaivelden met hoek $\beta > 0,5 \varphi'_{\text{gem};d}$ dient controle op afschuiving te zijn uitgevoerd, waarbij de fundering + belasting als belasting is ingevoerd. Daarbij dient aan de hand van een glijcirkelanalyse de totale stabiliteit te worden getoetst.
- Invloed van variabele waterstanden, trillingen, erosie, vorst dienen te worden beschouwd indien van toepassing. Schade door vorst zal niet optreden als de grond niet vorstgevoelig is of de fundering beneden vorstvrije diepte ligt.

Met betrekking tot vorst en mogelijke werkzaamheden aan kabels en leidingen geldt voor de aanlegdiepte van fundering voor muren van bouwwerken, behoudens die tussen woningen onderling, een diepte van tenminste 0,8 m en voor andere funderingen op staal 0,6 m. In geval van een dekking $< 0,6$ à $0,8$ m, bijvoorbeeld voor een plaatfundering met een plaatdikte en tevens dekking van 0,25 m, dienen maatregelen te worden toegepast in de vorm van bijvoorbeeld een vorstrand rondom de plaat, teneinde vorstschade door opvriezing te kunnen voorkomen.

Als minimale gronddekking dient 0,10 m te worden aangehouden bij toepassing van een bodemafluiting met stampbeton en 0,20 m zonder stampbeton. Is de gronddekking aan weerszijden van het fundament verschillend, dan dient in de berekening uit te worden gegaan van de kleinste waarde voor de gronddekking. Alleen dat deel van de gronddekking dat permanent aanwezig is mag in de berekening worden meegenomen. Om de gronddekking volledig in rekening te mogen brengen, dient deze aanwezig te zijn boven de gehele afschuivende grondwig.

De oppervlakte van de fundering dient tenminste gelijk te zijn aan de doorsnede van de kolom of wand erboven. In verband met mogelijke excentriciteit en/of tijdens de uitvoering opgetreden ongelijke sterkte van de ondergrond, dient voor strookfunderingen een breedte van tenminste 0,3 m te worden aangehouden.



Figuur 6.2.1 Ontwerpeisen en uitgangspuntenbreedte (B) en dekking (d) bij funderingen op staal

Stappenplan 6.1

Toetsing fundering op
staal

6.3 Berekening van een fundering op staal

6.3.1 Stappenplan NEN-EN 1997-1

Voor de berekening van de fundering op staal moeten de in paragraaf 6.2. genoemde bezwijkmechanismen uit NEN-EN 1997-1 worden getoetst. Hieronder is een stappenplan weergegeven, dat in het ontwerp wordt aangehouden voor de toetsing van de bezwijkmechanismen.

1. Toetsing verticaal draagvermogen:
 - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
 - b. bepaling invloedsdiepte;
 - c. toets verticale draagkracht in ongedraineerde toestand (indien van toepassing);
 - d. toets verticale draagkracht in gedraineerde toestand;
 - e. toets op doorponsen (indien van toepassing);
 - f. toets op zijdelings wegpersen (indien van toepassing).
2. Toetsing weerstand tegen horizontaal glijden:
 - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
 - b. toets horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand (indien van toepassing);
 - c. toets horizontale draagkracht in gedraineerde toestand.
3. Toetsing algehele stabiliteit.
4. Toetsing kantelstabiliteit (krachten met grote excentriciteit).
5. Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering.
6. Toetsing zakkingen en zakkingsverschillen:
 - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
 - b. berekening spanningsspreiding in de diepte;
 - c. berekening zakking;
 - d. berekening relatieve rotatie;
 - e. toetsing op deformatie-eisen.
7. Beschouwing zwel (wordt hier niet verder behandeld).
8. Beschouwing onaanvaardbare trillingen (wordt hier niet verder behandeld).

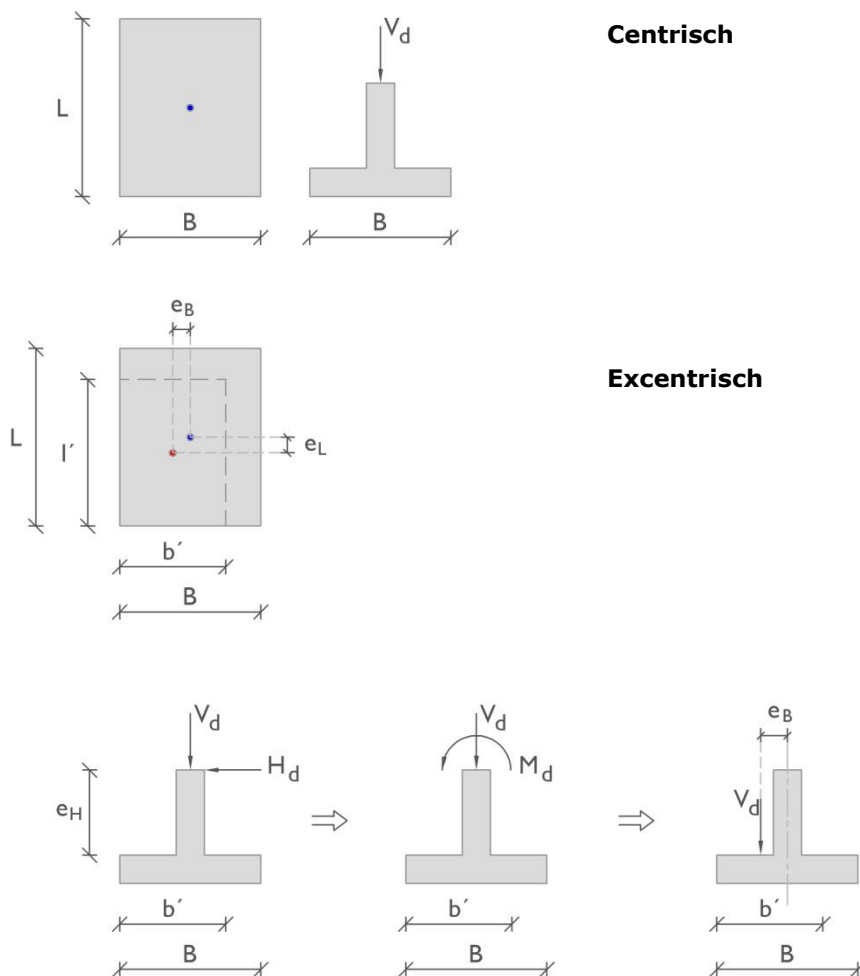
Voor elk ontwerp van een fundering op staal of het ontwerp van een gewichtsmuren of L-wanden moet worden bepaald welke toetsingen dienen te worden uitgevoerd. In veel gevallen kan er een vereenvoudiging van de toetsing plaats vinden.

Zo worden de toetsing op het verticaal draagvermogen (stap 1) en de toetsing op zakkingen (stap 6) altijd uitgevoerd. De toetsing van de weerstand tegen horizontaal glijden (stap 2) wordt alleen bij het aanwezig zijn van horizontale krachten uitgevoerd. Dit zal dus altijd zijn bij gewichtsmuren of L-wanden. De toetsing op algehele stabiliteit (stap 3) en op kantelstabiliteit (stap 4) komen vaak alleen bij funderingen in taluds of bij gewichtsmuren en L-wanden aan de orde.

6.3.2 Stap 1: Toetsing van het verticaal draagvermogen

1a: Bepaling belasting en effectieve breedte

Indien op een staalfundering alleen centrisch een verticale belasting werkt, is het effectieve oppervlak gelijk aan het totale funderingsoppervlak (figuur 6.3.1).



Centrisch

Excentrisch

Figuur 6.3.1

Belasting op fundering:

- a) centrisch
- b) excentrisch

Bij een excentrische belasting en/of in de aanwezigheid van een horizontale component (figuur 6.3.1), ontstaat onder het fundament een verlopende, asymmetrische gronddrukverdeling. Bij de aangegeven berekeningsmethode wordt deze asymmetrische gronddrukverdeling vervangen door een gelijkmatig verdeelde gronddruk op een fundament met een kleiner effectief oppervlak. De reductie op de breedte en de lengte van het funderingsoppervlak als gevolg van excentriciteit en verschuiving ten gevolge van een horizontale kracht, moet als volgt worden berekend:

$$b' = B - 2 \cdot e_B \quad (6.3.1)$$

$$l' = L - 2 \cdot e_L \quad (6.3.2)$$

$$e_B = \frac{H_d \cdot e_H}{V_d} \quad \text{of} \quad e_L = \frac{H_d \cdot e_H}{V_d} \quad (6.3.3)$$

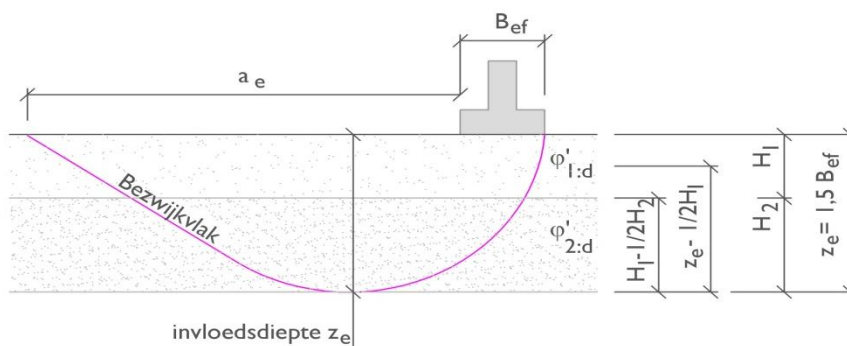
waarbij geldt:

- b' effectieve breedte [m]
- B werkelijke breedte [m]
- l' effectieve lengte [m]
- L werkelijke lengte [m]
- e_B excentriciteit verticale belastingscomponent t.o.v. zwaartelijn fundering, in breedte-richting [m]
- e_L excentriciteit verticale belastingscomponent t.o.v. zwaartelijn fundering, in lengte-richting [m]
- e_H excentriciteit horizontale belastingscomponent t.o.v. funderingsvlak [m]

- V_d verticale belastingscomponent [kN, kN/m]
- H_d horizontale belastingscomponent [kN, kN/m]

1b: Bepaling invloedsdiepte

Figuur 6.3.2
Invloedsdiepte &
invloedsbreedte



Het bezwijkvlak van het evenwichtsdraagvermogen kan worden vastgesteld aan de hand van de diepte en breedte van de afschuivende wig (figuur 6.3.2). Om de materiaaleigenschappen van de grondlagen binnen de invloedsdiepte z_e en invloedsbreedte a_e te kunnen vaststellen, moet het *gewogen* gemiddelde van de rekenwaarden van de sterkteparameters ($c'_{gem;d}$ en $\phi'_{gem;d}$ en $\gamma'_{gem;d}$) van deze lagen worden bepaald. Voor $n = 3$ lagen geldt bijvoorbeeld voor het gewogen gemiddelde van de rekenwaarde voor de hoek van inwendige wrijving:

$$\phi'_{gem;d} = \frac{\sum_{i=1}^{n=3} \phi'_i \cdot h_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^{n=3} h_i \cdot z_i} = \frac{\phi'_{1;d} h_1 z_1 + \phi'_{2;d} h_2 z_2 + \phi'_{3;d} h_3 z_3}{h_1 z_1 + h_2 z_2 + h_3 z_3} \quad (6.3.4)$$

waarbij geldt:

- $\phi'_{gem;d}$ gewogen gemiddelde rekenwaarde van de effectieve hoek van inwendige wrijving [°]
- $\phi'_{i;d}$ rekenwaarde van de effectieve hoek van inwendige wrijving van laag i [°]
- h_i dikte laag i [m]
- z_i afstand tussen midden laag i en de invloedsdiepte z_e [m]

De invloedsbreedte a_e en invloedsdiepte z_e moeten zijn bepaald conform tabel 6.3.1. Daarbij wordt onderscheid gemaakt tussen een situatie zonder horizontale belasting ($H/V = 0$) en met horizontale belasting ($H/V = 1$), waarbij op basis van de verhouding tussen horizontale en verticale belasting geïnterpoleerd dient te worden. In sommige gevallen dienen de waarden iteratief te worden bepaald.

Tabel 6.3.1 Berekening
invloedsbreedte en in-
vloedsdiepte

ϕ'_{rep} [°]	invloedsbreedte a_e/b' [-]		invloedsdiepte z_e/b' [-]	
	$H/V = 0$	$H/V = 1$	$H/V = 0$	$H/V = 1$
0			0,70 ¹⁾	0,40 ¹⁾
5	1,25	0,65	0,77	0,41
10	1,57	0,77	0,88	0,44
15	1,99	0,92	1,00	0,47
20	2,53	1,10	1,16	0,50
25	3,27	1,33	1,35	0,54
30	4,29	1,62	1,59	0,59
35	5,77	2,01	1,90	0,65
40	8,01	2,53	2,33	0,73
45	11,61	3,27	2,95	0,84

¹⁾ invloedsdiepte in ongedraineerde situatie

In geval van een grondverbetering mag deze in rekening worden gebracht indien de diepte van de onderkant van de grondverbetering tenminste $1,5 b'$ bedraagt en de breedte per zijde tenminste $4 b'$. In de overige gevallen moet ook het pons criterium in de draagkracht zijn getoetst, waarbij het fictieve funderingsvlak op de oorspronkelijke grondlaag onder de grondverbetering wordt bepaald met een spreidingshoek van bijvoorbeeld 30° (zie stap 1e).

1c: Verticale draagkracht in ongedraineerde toestand

De ongedraineerde toestand treedt op in cohesieve gronden, waarin tijdens en direct na het belasten wateroverspanningen ontstaan. De berekening van de draagkracht moet voor deze lagen zijn ontleend aan de ongedraineerde schuifsterkte $c_{u;d}$. De hoek van inwendige wrijving φ is daarbij gelijk aan nul. Voor zand en grind is het voldoende dat de gedraineerde toestand wordt onderzocht. Voor klei, leem en andere grondsoorten moeten zowel de gedraineerde en ongedraineerde toestand worden onderzocht.

Op basis van de aanwezige grondlagen binnen de invloedsdiepte z_e kunnen de volgende gevallen worden onderscheiden:

- **geval a:** één laag, homogene ondergrond;
- **geval b:** meerdere lagen met direct onder het funderingsvlak een cohesieve laag, gevolgd door niet-cohesieve lagen: middeling van sterkteparameters is niet toegestaan, de cohesieve laag dient te worden beschouwd als één oneindig diepe laag over de gehele invloedsdiepte (voor stroken met $\ell'/b' > 10$ en een stijvere laag met $\varphi'_k \geq 27,5^\circ$ onder de slappe laag binnen de invloedszone mag de draagkracht zijn berekend met squeeze, zie 1f);
- **geval c:** meerdere lagen met direct onder het funderingsvlak een niet-cohesieve laag, gelegen op een cohesieve laag: er dient te worden uitgegaan van de slapste grondlaag binnen de invloedsdiepte (doorponsen).

Navolgend zijn de formules voor de verticale draagkracht in ongedraineerde toestand samengevat.

Het verticaal draagvermogen van de grond in ongedraineerde toestand is als volgt:

$$\sigma'_{v;\max;d} = (\pi + 2) \cdot c_{u;d} \cdot s_c \cdot i_c \cdot \lambda_c + \sigma'_{v;z;d} \cdot \lambda_q \quad (6.3.5)$$

$$\text{met} \quad \sigma'_{v;z;d} = \sum_{j=1}^{j=n} d_j \cdot \left(\frac{\gamma_{j;k}}{\gamma_\gamma} - \gamma_w \right) \quad (6.3.6)$$

$$R_{v;d} = \sigma'_{v;\max;d} \cdot b' \cdot \ell' \quad (6.3.7)$$

Voor strookfunderingen geldt: $s_c = s_q = i_c = i_q = 1,0$. Een rechthoekige poer met $L > 10 \cdot B$ mag worden beschouwd als strookfundering. Voor rechthoekige poeren gelden vormfactoren en reductiefactoren bij horizontale belasting $\leq 1,0$.

Voor de vormfactor van rechthoekige poeren geldt:

$$s_c = 1 + 0,2 \cdot \frac{b'}{l'} \quad (6.3.8)$$

Voor de reductie t.g.v. een horizontale kracht H_d geldt:

$$i_c = 0,5 \cdot \left[1 + \sqrt{1 - \frac{H_d}{b' \cdot l' \cdot c_{u;d}}} \right] \quad (6.3.9)$$

Voor de reductiefactoren ten gevolge van maaiveldhelling geldt (zie figuur 6.3.3):

$$\lambda_c = 1 - 0,4 \tan \beta \quad (6.3.10)$$

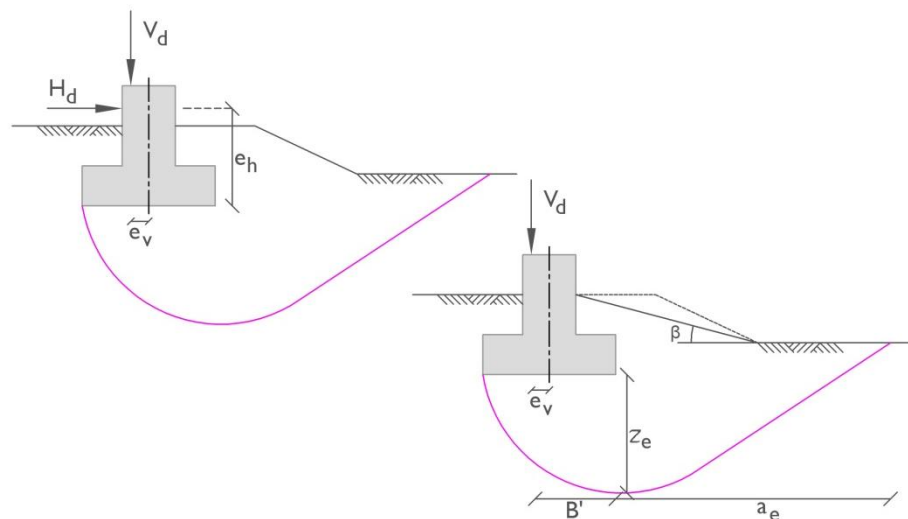
$$\lambda_q = (1 - \tan \beta)^{1,9} \quad (6.3.11)$$

bij formules (6.3.5) t/m (6.3.11) geldt:

- $\sigma'_{v;max;d}$ rekenwaarde ongedraineerde verticaal draagvermogen [kN/m²]
- $R_{v;d}$ rekenwaarde ongedraineerde verticale draagkracht [kN]
- $c'_{u;d}$ rekenwaarde ongedraineerde cohesie [kN/m²]
- d_j dikte laag j binnen invloedsdiepte [m]
- $\gamma_{j;k}$ karakteristieke waarde voor volumiek gewicht bij natuurlijk vochtgehalte van laag j indien
 - boven grondwaterstand, òf verzadigd volumiek gewicht van laag j indien beneden grondwaterstand [kN/m³]
- γ_w volumegewicht van water [kN/m³]
- γ_r partiële factor volumegewicht volgens tabel 6.2.2 [-]
- n aantal lagen j binnen invloedsdiepte [-]
- b' effectieve breedte [m]
- l' effectieve lengte [m]
- H_d rekenwaarde horizontale belasting [kN]
- β maaiveldhelling volgens figuur 6.3.1 [°]
- s_c reductiefactor voor de vorm van de fundering [-]
- i_c reductiefactor voor de richting van de belasting [-]
- λ_c, λ_q reductiefactoren voor de helling van het maaiveld [-]

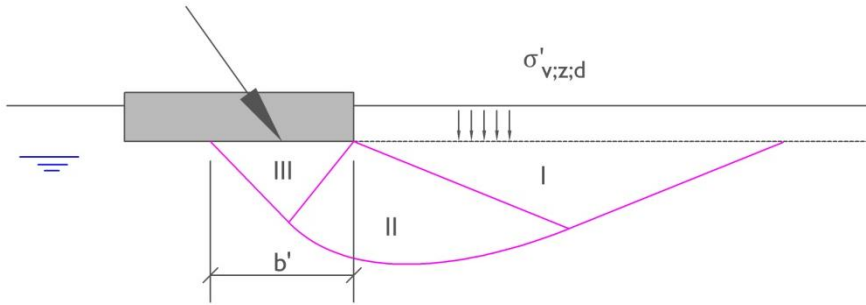
Voor de gevallen waarbij sprake is van een hellend maaiveld zal de dekking reduceren en daarmee de draagkracht van de ondergrond. In figuur 6.3.3 is schematisch weergegeven hoe de hellingshoek van het maaiveld (β) dient te worden bepaald. De maaiveldhelling β dient kleiner te zijn dan de rekenwaarde van de hoek van inwendige wrijving $\phi'_{gem;d}$ (gedraineerde situatie).

Figuur 6.3.3 Schematisatie fundering op staal met helling [6.3]



1d: Verticale draagkracht in gedraineerde toestand

Het evenwichtsdragvermogen voor de gedraineerde situatie is door Prandtl analytisch uitgewerkt tot een wigvormig bezwijkvlak (figuur 6.3.4) waarvoor wordt voldaan aan het Mohr-Coulombcriterium (op basis van $c \cdot N_c$ en $q \cdot N_q$ als functie van ϕ'). Het principe is aan de orde geweest in paragraaf 6.1.2.



Figuur 6.3.4 Wig van Prandl – invloeden op het draagvermogen

Op basis van de aanwezige grondlagen binnen de invloedsdiepte kunnen de volgende gevallen worden onderscheiden:

- **geval a:** één laag, homogene ondergrond;
- **geval b:** meerdere lagen, waarbij het verschil tussen hoogste en laagste waarde van $\phi'_k \leq 6^\circ$, hierbij dient de draagkracht te zijn berekend met gewogen parameters voor ϕ' , c' en γ' volgens formule (6.3.4);
- **geval c:** meerdere lagen waarbij het verschil tussen hoogste en laagste waarde van $\phi'_k > 6^\circ$, hierbij dient zowel een draagkrachtberekening volgens geval b als volgens geval c (met doorponsen) te worden berekend, waaruit de maatgevende draagkracht dient te worden bepaald.

In de vergelijking van het gedraineerde verticale draagvermogen (6.3.12) zijn drie termen onderscheiden, te weten een cohesieterm, een gronddekkingsterm en een term voor de fundamenteelbreedte waarin het gewicht van de afschuivende moot is verdisconteerd. De cohesieterm mag alleen worden meegenomen indien permanent cohesie aanwezig is. Dat wil zeggen, doorgaans alleen als de betreffende grondlaag niet kan uitdrogen.

Voor de dekking moet conservatief worden gerekend, waarbij voor de belasting uit de dekking moet worden uitgegaan van de laagste grondbelasting naast het grondvlak van de fundering die tijdens de levensduur van de fundering kan worden verwacht, ook als deze slechts tijdelijk voorkomt. De maximum waarde voor de in rekening te brengen dekking bedraagt $2 \cdot B$.

Het verticaal draagvermogen in gedraineerde toestand wordt als volgt berekend:

$$\sigma'_{v;\max;d} = c'_{gem;d} N_c s_c i_c b_c \lambda_c + \sigma'_{v;z;d} N_q s_q i_q b_q \lambda_q + \frac{1}{2} \cdot b' \gamma'_{gem;d} N_\gamma s_\gamma i_\gamma b_\gamma \lambda_\gamma \quad (6.3.12)$$

$$R_{v;d} = \sigma'_{v;\max;d} \cdot b' \cdot l' \quad (6.3.13)$$

waarbij geldt:

- $\sigma'_{v;\max;d}$ rekenwaarde verticaal draagvermogen [kN/m^2]
- $R_{v;d}$ rekenwaarde gedraineerde verticale draagkracht [kN]
- $c'_{gem;d}$ rekenwaarde gewogen gemiddelde cohesie [kN/m^2]
- $\sigma'_{v;z;d}$ dekking aan de lage zijde [kN/m^2]
- b' effectieve breedte [m]
- l' effectieve lengte [m]
- $\gamma'_{gem;d}$ rekenwaarde gewogen gemiddelde effectief volumegewicht [kN/m^3]
- N_c, N_q, N_γ gronddrukfactoren voor cohesie, dekking en grondgewicht [-]
- s_c, s_q, s_γ reductiefactoren voor de vorm van de fundering [-]
- i_c, i_q, i_γ reductiefactoren voor de richting van de belasting [-]
- $b_{c,r}, b_{q,r}, b_{\gamma,r}$ reductiefactoren voor hellende onderzijde van de fundering [-]
- $\lambda_{c,r}, \lambda_{q,r}, \lambda_{\gamma,r}$ reductiefactoren voor de helling van het maaiveld (dekking) [-]

De draagkrachtfactoren mogen ontleent worden aan tabel 6.3.2 met behulp van interpolatie of als volgt analytisch berekend worden:

$$N_c = (N_q - 1) \cdot \cot \varphi'_{gem,d} \quad (6.3.14)$$

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi'_{gem,d}} \tan^2(45^\circ + 0,5 \cdot \varphi'_{gem,d}) \quad (6.3.15)$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \cdot \tan \varphi'_{gem,d} \quad (6.3.16)$$

Tabel 6.3.2 Draagkrachtfactoren N_c , N_q ; N_γ bij gegeven waarden van $\varphi'_{gem,d}$

$\varphi'_{gem,d}$	N_c	N_q	N_γ
5°	6,5	1,6	0,1
10°	8,3	2,5	0,5
15°	10,9	3,9	1,6
20°	14,8	6,4	3,9
22,5°	17,4	8,2	6,0
25°	20,6	10,6	9,0
27,5°	24,8	13,9	13,4
30°	30,0	18,3	20,0
32,5°	36,9	24,5	29,9
35°	45,9	33,1	45,0
37,5°	58,1	45,6	68,3
40°	74,9	63,8	105,3
42,5°	98,6	91,3	165,3

Voor strookfunderingen geldt: $s_c = s_q = s_\gamma = 1,0$. Een rechthoekige poer waarvoor geldt $L > 10 \cdot B$ mag worden beschouwd als strookfundering. Voor rechthoekige poeren gelden vormfactoren en reductiefactoren bij horizontale belasting $\leq 1,0$.

De vormfactoren bij rechthoekige poeren zijn als volgt:

$$s_c = \frac{s_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (6.3.17)$$

$$s_q = 1 + \frac{b'}{l'} \sin \varphi'_{gem,d} \quad (6.3.18)$$

$$s_\gamma = 1 - 0,3 \frac{b'}{l'} \quad (6.3.19)$$

De reductiefactoren ten gevolge van een horizontale kracht H_d in de richting van breedte B ($\kappa = 90^\circ$) zijn als volgt:

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (6.3.20)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0,7 \cdot H_d}{V_d + b' \cdot l' \cdot c'_{gem,d} \cot \varphi'_{gem,d}} \right)^3 \quad (6.3.21)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H_d}{V_d + b' \cdot l' \cdot c'_{gem,d} \cot \varphi'_{gem,d}} \right)^3 \quad (6.3.22)$$

Voor een horizontale kracht H_d in de richting van de lengte L ($\kappa = 0^\circ$) geldt:

$$i_c = \frac{i_q \cdot N_q - 1}{N_q - 1} \quad (6.3.23)$$

$$i_q = i_\gamma = 1 - \frac{H_d}{V_d + b' \cdot l' \cdot c'_{gem,d} \cot \varphi'_{gem,d}} \quad (6.3.24)$$

Voor een strookfundering met eenheid [kN/m] moet l' in formules (6.3.21) t/m (6.3.24) gelijk worden gesteld aan 1.

Voor de reductiefactoren ten gevolge van maaiveldhelling β (in graden) geldt (zie figuur 6.3.3):

$$\lambda_c = \frac{N_q \cdot e^{-0,0349 \cdot \beta \cdot \tan \varphi'_{gem,d}} - 1}{N_q - 1} \quad (6.3.25)$$

$$\lambda_q = (1 - \tan \beta)^{1,9} \quad (6.3.26)$$

$$\lambda_\gamma = (1 - 0,5 \tan \beta)^6 \quad (6.3.27)$$

Voor de reductiefactoren ten gevolge van een hellende onderkant van de fundering geldt:

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c \cdot \tan \varphi'_{gem,d}} \quad (6.3.28)$$

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \varphi'_{gem,d})^2 \quad (6.3.29)$$

1e: Doorponen bij gelaagde grond voor gedraineerde of ongedraineerde toestand

In aanwezigheid van een laag onder een stijvere bovenlaag waarvan de karakteristieke waarde van de hoek van inwendige wrijving φ'_k meer dan 6° afwijkt dan van die van de daarboven liggende laag, zal bezwijken door pons kunnen optreden. Dit houdt in dat behalve de draagkrachtberekening van de (stijvere) laag direct onder het fundament tevens het draagvermogen van de daaronder liggende slappere laag dient te worden getoetst, waarbij de onderzijde van de stijvere laag een fictief funderingsvlak vormt.

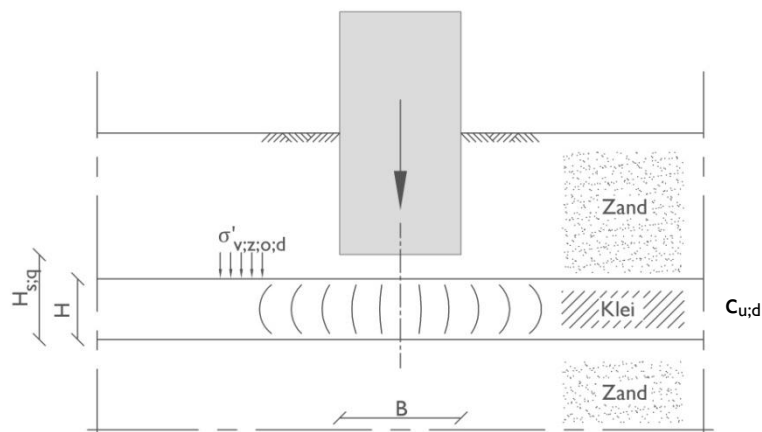
Er wordt gerekend met een funderingsniveau op de bovenkant van de slappe laag (extra dekking!) en een belastingsspreiding van 8° . De bovenlaag dient ook te worden meegenomen als verticale belasting, waarbij deze als constructieve belasting dient te worden beschouwd en dus de rekenwaarde van het grondgewicht dient te worden bepaald op basis van tabel 6.2.1 (waarbij voor RC2 geldt: $\gamma_G \times \xi = 1,2$).

Een wijziging van verticale belasting heeft bovendien een mogelijke wijziging van de invloedsfactoren voor belastingsrichting als gevolg en mogelijk een aanpassing in verschuiving x voor de effectieve afmetingen b' en l' . Deze dienen dan op opnieuw te worden bepaald op het fictieve funderingsniveau conform formules (6.3.1) t/m (6.3.3).

De draagkracht van de slappe laag onder het fictieve funderingsniveau dient vervolgens te worden getoetst conform paragraaf 6.3.2 1c (ongedraineerd) en/of paragraaf 6.3.2 1d (gedraineerd).

1f: Zijdelings wegpersen (squeezeing) voor ongedraineerde toestand

Figuur 6.3.5 Zijdelings wegpersen van grond onder fundering - squeezing



Indien onder het funderingsvlak van een strookfundering (met verhouding $l'/b' > 10$) een cohesieve laag voorkomt (figuur 6.3.5), die op een stijvere laag met een karakteristieke waarde $\phi'_k \geq 27,5^\circ$ ligt met bovenzijde binnen de maatgevende invloedsdiepte z_e , dan hoeft voor geval b niet te worden gerekend met één slappe cohesieve laag over de gehele invloedsdiepte, maar dan mag de invloed van de beperkende laagdikte van deze slappe laag worden meegenomen. Hierbij wordt de draagkracht bepaald uit de weerstand tegen zijdelings wegpersen, oftewel squeezing (vergelijk het 'tompouce' of 'ijswafel' effect):

$$\sigma'_{sq;d} = \sigma'_{v;z;o;d} + c_{u;d} \cdot \left((\pi + 2) + \frac{b'}{h_{sq}} \right) \quad (6.3.30)$$

$$R_{v;d} = \sigma'_{sq;strook;d} \cdot b' \quad (6.3.31)$$

waarbij geldt:

- $\sigma'_{sq;d}$ rekenwaarde effectieve grondspanning aan bovenzijde cohesieve laag met squeezing [kN/m²]
- $R_{v;d}$ rekenwaarde verticale draagkracht met squeezing [kN/m]
- $\sigma'_{v;z;o;d}$ dekking aan de lage zijde [kN/m²]
- $c_{u;d}$ rekenwaarde ongedraineerde cohesie [kPa]
- b' effectieve breedte [m]
- h_{sq} dikte van de cohesieve laag [m]

Squeezing is eigenlijk een gunstigere benadering van ongedraineerd draagvermogen (doorponen) wat alleen mag worden toegepast als de cohesieve laag voldoende dun is ten opzichte van de breedte van het belastingsoppervlak.

6.3.3 Stap 2: Toetsing weerstand tegen horizontaal afschuiven

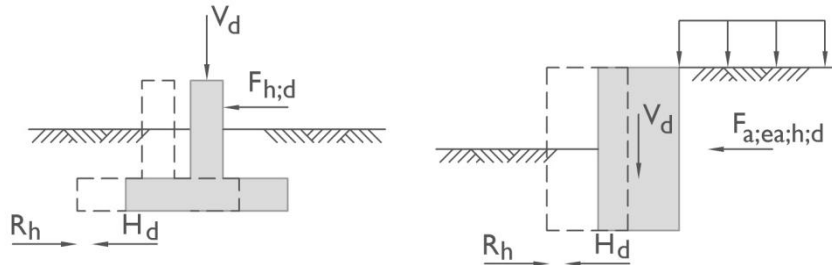
2a: Bepaling horizontale belasting

Indien de belasting op de fundering niet haaks op het grondvlak staat, moet de fundering zijn gecontroleerd op bezwijken door afschuiven langs het grondvlak (figuur 6.3.6). De horizontale belasting dient aan te grijpen op het funderingsvlak, waarvan in stap 1a (maar nu dus met maximale rekenwaarde van H_d en minimale rekenwaarde van V_d) de effectieve breedte en lengte opnieuw zijn bepaald. Nagegaan moet zijn of afschuiving door een dieper gelegen laag bepalend kan zijn. Bij een fundering op staal moeten eventuele actieve gronddrukken in rekening worden gebracht op de belasting:

$$H_d = F_{h;d} + F_{a;ea;h;d} \quad (6.3.32)$$

waarbij geldt:

- H_d rekenwaarde horizontale belasting op funderingsvlak [kN]
- $F_{h;d}$ rekenwaarde uitwendige horizontale belasting, op basis van hoge waarden belastingfactoren [kN]
- $F_{a;ea;h;d}$ rekenwaarde actieve gronddruk [kN]



Figuur 6.3.6 Glijden bij funderingen op staal & bij keermuren

Voor op staal gefundeerde keermuren geldt strikt genomen dat het verticaal en horizontaal draagvermogen wordt bepaald uit de rekenwaarde van de *netto* horizontale belasting. Dit houdt in, dat naast de actieve gronddruk in H_d ook (een deel van) de passieve gronddruk in rekening moet/mag worden gebracht - mits beperkte verplaatsing is toegestaan - teneinde een juiste horizontale belasting op funderingsniveau te kunnen verkrijgen.

2b: Horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand

Het ongedraineerde horizontaal draagvermogen moet conform NEN-EN 1997-1 [6.1] als volgt worden berekend, op basis van effectieve breedte en lengte:

$$R_{h;d} = c_{u;d} \cdot b' \cdot l' \quad (6.3.33)$$

waarbij geldt:

- $R_{h;d}$ rekenwaarde ongedraineerde horizontale draagkracht [kN]
- $c_{u;d}$ rekenwaarde ongedraineerde cohesie [kPa]
- b' effectieve breedte [m]
- l' effectieve lengte [m]

Indien water of lucht het contactvlak tussen fundering en ongedraineerde klei kan bereiken, moet de volgende controle zijn uitgevoerd:

$$R_{h;d} \leq 0,4 \cdot V_d \quad (6.3.34)$$

waarbij geldt:

- $R_{h;d}$ rekenwaarde ongedraineerde horizontale draagkracht [kN]
- V_d rekenwaarde minimale verticale belasting [kN]

Toetsing van het horizontaal draagvermogen kan worden uitgevoerd aan de hand van formule (6.3.37).

2c: Horizontale draagkracht in gedraineerde toestand

Het gedraineerde horizontaal draagvermogen moet conform NEN-EN 1997-1 [6.1] als volgt worden berekend, op basis van effectieve breedte en lengte:

$$R_{h;d} = V'_d \cdot \tan \delta'_d \quad (6.3.35)$$

waarbij geldt:

- $R_{h;d}$ rekenwaarde gedraineerde horizontale draagkracht [kN]
- V'_d rekenwaarde effectieve verticale belasting op funderingsvlak [kN]
- δ'_d rekenwaarde wrijvingshoek [°]

Voor in het werk gestorte betonnen funderingen kan δ'_d gelijk worden gesteld aan φ'_d en voor gladde prefab funderingen aan $2/3 \cdot \varphi'_d$. Eventuele cohesie c' behoort te zijn verwaarloosd. Er wordt voldaan aan de eisen van het horizontale draagvermogen, indien geldt:

$$H_d < R_{h;d} + R_{p;d} \quad (6.3.36)$$

waarbij geldt:

- H_d rekenwaarde horizontale belasting op funderingsvlak [kN]
- $R_{h;d}$ rekenwaarde afschuifweerstand uit wrijving langs funderingsvlak, op basis van minimale verticale belastingen [kN]
- $R_{p;d}$ rekenwaarde passieve gronddruk [kN]

6.3.4 Stap 3: Toetsing algehele stabiliteit

De algehele stabiliteit moet worden gecontroleerd voor de volgende gevallen:

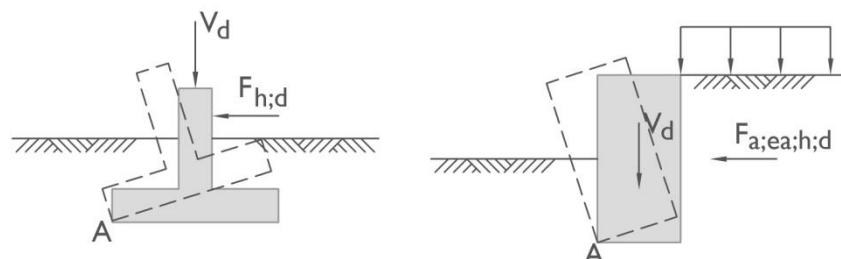
- in de buurt van of op een kunstmatig talud, ontgraving of grondkering;
- in de buurt van een oever van een rivier, kanaal, meer, kust;
- in de buurt van mijngangen of ondergrondse constructies.

Bij niet-horizontale maaivelden met een hoek $\beta > 0,5 \varphi'_{gem;d}$ ten opzichte van het maaiveld, moet een controle op afschuiving worden uitgevoerd, waarbij de fundering + belasting als constructieve belasting wordt ingevoerd. Daarbij moet aan de hand van een glijcirkelanalyse de totale stabiliteit worden getoetst. Het gewogen gemiddelde $\varphi'_{gem;d}$ is reeds bepaald in stap 1b.

Voor de toetsing op horizontaal wordt verwezen naar 6.3.3. Voor de glijcirkelanalyse wordt verwezen naar hoofdstuk 3.

6.3.5 Stap 4: Toetsing kantelstabiliteit

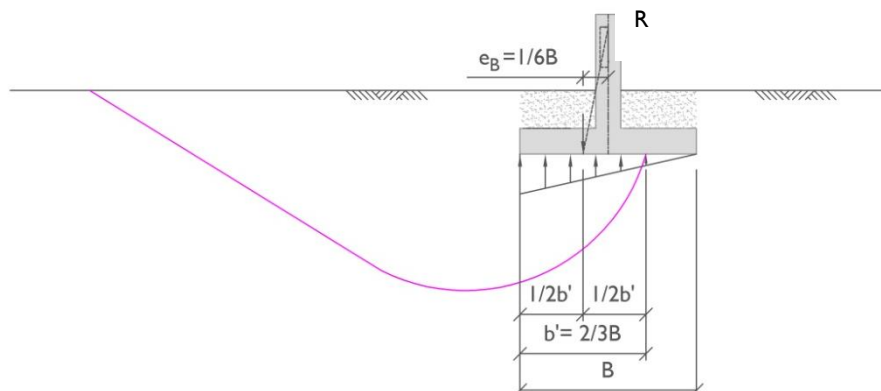
Voor de controle van het evenwicht tegen kantelen moet onderzocht worden welke krachten vanuit de omgeving invloed hebben op de constructie. De "aandrijvende" krachten op de constructie worden veroorzaakt door horizontale gronddrukke ($F_{a;ea;h;d}$) of de kracht(en) ($F_{h;d}$). De stabilisatie wordt geleverd door de grond onder en voor de constructie. Zoals in figuur 6.3.7 te zien is, proberen de gronddruk of de kracht de constructie te kantelen om het punt A. Het kantelen wordt tegengewerkt door het gewicht op het horizontale been van de constructie. Door het momentenevenwicht om het kantelpunt A kan de kantelstabiliteit gecontroleerd worden.



Figuur 6.3.7 Kantelen bij funderingen op staal & bij keermuren

Volgens de EAU [6.24] is bij grondkerende constructies de kantelstabiliteit verzekerd, als in de *bruikbaarheidsgrenstoestand* onder de gehele voet contactdruk blijft optreden. In geval de

excentriciteit groter is dan $1/6$ van de breedte (oftewel: $b' < 2/3 \cdot B$, zie figuur 6.3.8) dan zal onder de funderingsplaat een kier beginnen op te treden.

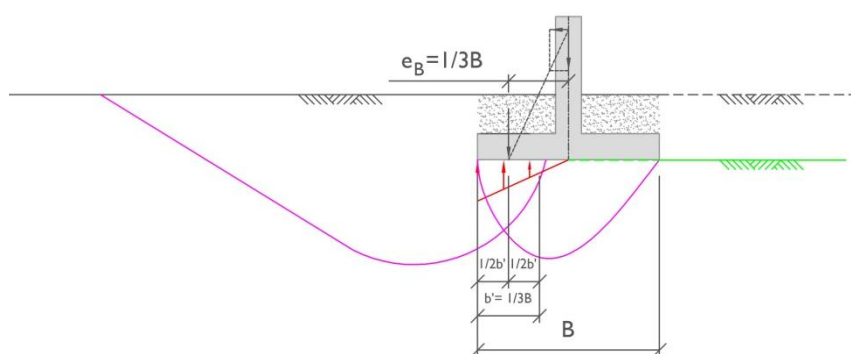


Figuur 6.3.8 Begin kier onder fundering bij excentrische belasting in BGT ($b' < 2/3 B$)

In dit geval zal de resultante R buiten de kern van de doorsnede vallen. De kern is het middelste $1/3^e$ deel van de voet. Indien de resultante binnen de kern van de voet blijft, zal de *rekenwaarde* van de maximum draagkracht onder funderingsoppervlak op basis van de aanwezige dekking en de reductiefactoren i_i voor horizontale belasting volgens formules (6.3.5) of (6.3.12) over het algemeen bepalend zijn en is een aparte beschouwing van de kantelstabiliteit daarmee afgedekt.

Als in de *uiterste grenstoestand* de excentriciteit groter wordt dan $1/3$ van de breedte (oftewel: $b' < 1/3 B$, zie figuur 6.3.9) dan moet conform NEN-EN 9997-1 [6.3] de maximum draagkracht ook worden beschouwd uitgaande van een glijvlak onder de fundering door, zie figuur 6.3.9, waarbij de dekking gelijk wordt gesteld aan nul, dus waarbij geldt: $\sigma_{v,z;d} = 0$ en waarbij $i_c = i_q = i_r = 1,0$.

De minimale waarde voor de draagkracht langs de twee glijvlakken volgens figuur 6.3.9 bepaalt dan de maximumdraagkracht behorende bij deze excentriciteit.



Figuur 6.3.9 Toetsing maatgevend bezwijkvlak bij grote excentriciteit in UGT ($b' < 1/3 B$)

In bovenstaande gevallen is speciale aandacht vereist voor de rand van de fundering, waarvoor een detail ontwerpberekening benodigd kan zijn, rekening houdend met de uitvoeringstoleranties. Bij het ontwerp van een hoog en slank bouwwerk (bijvoorbeeld televisiemasten, fabrieksschoorstenen, liftschachten) moet worden onderzocht of de grondslag voldoende weerstand kan bieden tegen rotatie. Hierbij dient mede te worden onderzocht of de rotatiestijfheid van de fundering zodanig is, dat tweede-orde effecten in de constructie binnen toelaatbare grenzen blijven.

6.3.6 Stap 5: Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering

Zettingsverschillen en verschillen in horizontale verplaatsing van de fundering moeten zijn beschouwd om er zeker van te zijn dat deze niet leiden tot een uiterste grenstoestand in de ondersteunende constructie. In zwellingsgevoelige grond moet zijn vastgesteld of ongelijkmatige zwelling kan optreden en de funderingen en constructies moeten zo zijn ontworpen dat zij deze kunnen weerstaan of opnemen. Als informatieve grens wordt in bijlage H van NEN-EN 9997-1 [6.3] een waarde voor de relatieve rotatie voor gangbare constructies gegeven die waarschijnlijk leidt tot een uiterste grenstoestand (groep B):

$$\beta_{UGT} \leq 1 : 100 \quad (6.3.37)$$

6.3.7 Stap 6: Toetsing zakkings en zakkingsverschillen

6a: Bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak

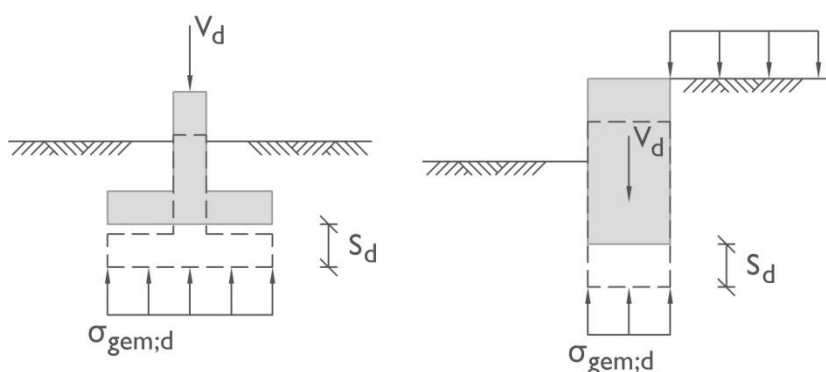
Voor alle elementen van de fundering op staal moet de zakking worden bepaald (figuur 6.3.10). Als de funderingselementen dicht bij elkaar gelegen zijn, dan moet de onderlinge beïnvloeding hierbij in rekening worden gebracht. De voorgestelde berekeningsmethoden mogen alleen worden toegepast bij fundamente met overwegend verticale belasting, waarbij deze belasting minstens 30% beneden de karakteristieke waarde van de draagkracht ligt (dus als $V_k / R_{v;k} \leq 0,7$). De zakking voor funderingen die zijn ingedeeld in geotechnische categorie 1 mag op 0 zijn gesteld, indien de grond tot een diepte van tenminste $5 * B$ bestaat uit zand (geen ophogingen). Voor de berekening van de zakking in de overige gevallen moet de gemiddelde funderingsdruk als volgt zijn berekend:

$$\sigma_{gem;d} = \frac{V_d}{A'_{mom}} \quad (6.3.38)$$

waarbij geldt:

- $\sigma_{gem;d}$ rekenwaarde van de gemiddelde funderingsdruk [kPa]
- $F_{s;v;d}$ rekenwaarde verticale belasting waarbij alleen momentane belastingen zijn meebeschouwd [kN]
- A'_{mom} effectief funderingsoppervlak uit product van b' en l' , waarbij alleen momentane belastingen zijn meebeschouwd [m²]

Figuur 6.3.10 Zakking bij funderingen op staal & bij keermuren



Voor de bruikbaarheidsgrenstoestand moet de rekenwaarde zijn bepaald uitgaande van partiële factoren = 1,0. Voor de dikte van de samendrukbare laag heeft geen grotere waarde te worden aangehouden dan de afstand tussen onderkant fundament en de diepte waarop de oorspronkelijke terreinspanning met maximaal 20% wordt overschreden. Veelal betekent dit een laagdikte gelijk aan $2 * B$.

6b: Berekening spanningsspreiding in de diepte;

Als vuistregel voor de spanningsspreiding onder een fundering met de breedte "b" kan worden aangenomen dat de spanningsspreiding onder een helling van 2:1 plaats vindt.

Hier door kan de rekenwaarde van de spanningverhoging op een diepte van "z" aangegeven worden met:

$$\Delta\sigma'_{v;z;d} = \frac{\sigma_{gem;d} \cdot b}{b + z} \quad (6.3.39)$$

In NEN-EN 9997-1 is op basis van spanningsspreiding onder een puntlast de spreiding afgeleid naar een cirkelvormig gelijkmatig verdeelde belasting $\sigma_{gem;d}$ met straal a . Op basis van gelijke oppervlakken kan deze spreiding ook voor vierkante funderingsvlakken worden aangehouden. Voor de effectieve spanningsverhoging recht onder het centrum geldt vervolgens op diepte z :

$$\Delta\sigma'_{v;z;d} = \sigma_{gem;d} \cdot \left(1 - \frac{1}{\sqrt{(1 + a^2 / z^2)^3}} \right) \quad (6.3.39.a)$$

waarbij geldt:

- $\Delta\sigma'_{v;z;d}$ rekenwaarde van de effectieve spanningsverhoging voor een punt op de diepte z [kPa]
- $\sigma_{gem;d}$ rekenwaarde van de gelijkmatig verdeelde belasting [kPa]
- z diepte [m]
- a straal cirkelvormig belastingsoppervlak [m]

Op basis van formule (6.3.39.a) kan de spanningsspreiding worden afgeleid voor strookvormige funderingsvlakken op basis van $m_\sigma = 3$. Door Flamant is in 1892 de oplossing gevonden voor het geval van een verticale lijnlast p op een isotrope homogene lineair elastische half-ruimte, het 2D-equivalent van het probleem van Boussinesq.

Uit dit geval volgt de toename van de grondspanning in het x-z vlak als gevolg van de gelijkmatig verdeelde belasting $p = \sigma_{gem;d}$ op diepte z volgens NEN-EN 9997-1 [6.3]:

$$\Delta\sigma'_{v;z;d} = \frac{\sigma_{gem;d}}{\pi} \cdot [(\alpha_1 - \alpha_2) + \sin\alpha_1 \cos\alpha_1 - \sin\alpha_2 \cos\alpha_2] \quad (6.3.40)$$

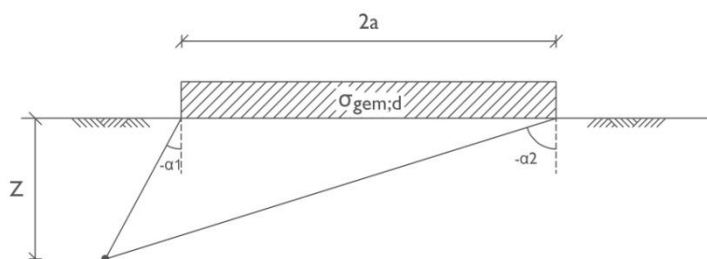
Met strookbreedte $2a$ volgt midden onder de strook:

$$\alpha_1 = -\alpha_2 = \arctan\left(\frac{a}{z}\right) \quad (6.3.41)$$

waarbij geldt:

- $\Delta\sigma'_{v;z;d}$ rekenwaarde van de effectieve verticale spanningsverhoging voor een punt op de diepte z [kPa]
- $\sigma_{gem;d}$ rekenwaarde van de gelijkmatig verdeelde belasting [kPa]
- z diepte [m]
- a halve strookbreedte [m]
- $\alpha_{1;2}$ hoeken locatie [rad]

In figuur 6.3.11 zijn de bovengenoemde hoeken α gedefinieerd.



Figuur 6.3.11
Schematisatie spanningsspreiding volgens NEN-EN 9997-1 (Flamant)

6c: Berekening zakking

Bij de berekening van de zakking van een fundering op staal wordt onderscheid gemaakt in primaire zakking en seculaire zakking.

Voor de totale zakking wordt onderscheid gemaakt in drie componenten:

$$s_d = s_{0;d} + s_{1;d} + s_{2;d} \quad (6.3.42)$$

waarbij geldt:

- s_d totale eindzakking [m]
- $s_{0;d}$ zakking door schuifvorming, is te verwaarlozen volgens NEN-EN 9997-1 [m]
- $s_{1;d}$ primaire zakking [m]
- $s_{2;d}$ seculaire zakking [m]

Voor de primaire zakking geldt conform NEN-EN 9997-1 [6.3]:

$$s_1 = \sum_{j=0}^{j=n} \frac{C_{c;j}}{1 + e_j} \cdot h_j \cdot \log \frac{\sigma'_{v;z;0;d} + \Delta\sigma'_{v;z;d}}{\sigma'_{v;z;0;d}} \quad (6.3.43)$$

En voor de seculaire zakking geldt:

$$s_2 = \sum_{j=0}^{j=n} C_{\alpha;j} \cdot h_j \cdot \log \frac{t_{\infty}}{t} \quad (6.3.44)$$

Een volledig zettingsberekening is terug te vinden in hoofdstuk 3.

Berekening verticale beddingconstante

Voor de berekening van de verticale beddingconstante van de ondergrond is het essentieel om onderscheid te maken tussen een integrale beddingsconstante of een beddingsconstante die afhankelijk is van de vorm van het funderingsoppervlak. Voor funderingen op staal is met name deze tweede van belang. De beddingsconstante onder het funderingsvlak wordt berekend uit de gemiddelde funderingsdruk en de daaruit berekende zakking, zoals hierboven beschreven.

$$k_{v;gem;d} = \frac{\sigma_{gem;d}}{w_d} \quad (6.3.45)$$

waarbij geldt:

- $k_{v;gem;d}$ rekenwaarde van de gemiddelde verticale beddingsconstante [kN/m³]
- $\sigma_{gem;d}$ rekenwaarde van de gemiddelde funderingsdruk [kPa]
- w_d rekenwaarde van de eindzakking [m]

De verticale beddingsconstante wordt over het algemeen, evenals de zakking, alleen aangegeven voor de bruikbaarheidsgrenstoestand. Gelet op het niet-lineaire karakter van de verticale beddingsconstante moet een range worden aangegeven door middel van een minimale ($k_v/\sqrt{2}$) en maximale ($k_v \cdot \sqrt{2}$) verticale beddingconstante.

6d: Berekening relatieve rotatie

De relatieve rotatie wordt berekend uit het quotiënt van het zakkingsverschil en de h.o.h afstand tussen twee stroken of poeren, berekend in de bruikbaarheidsgrenstoestand. De relatieve rotatie dient per twee funderingselementen te worden berekend en te worden getoetst aan de in paragraaf 6.3 gestelde eisen. Voor de relatieve rotatie (in radialen) geldt:

$$\beta = \frac{|s_{poerA} - s_{poerB}|}{h.o.h.} \quad (6.3.46)$$

Als gevolg van een mogelijke heterogeniteit van de ondergrond en uitvoeringsonvolkomenheden moet volgens NEN-EN 9997-1 par. 6.6.2(c) [6.3] zijn gerekend met een zakkingsverschil tussen twee afzonderlijk op staal gefundeerde elementen van ten minste 50% van de gemiddelde waarde van de zakking van de funderingselementen:

$$\beta_{\min} = 0,5 \frac{s_{gem}}{\min h.o.h.} \quad (6.3.47)$$

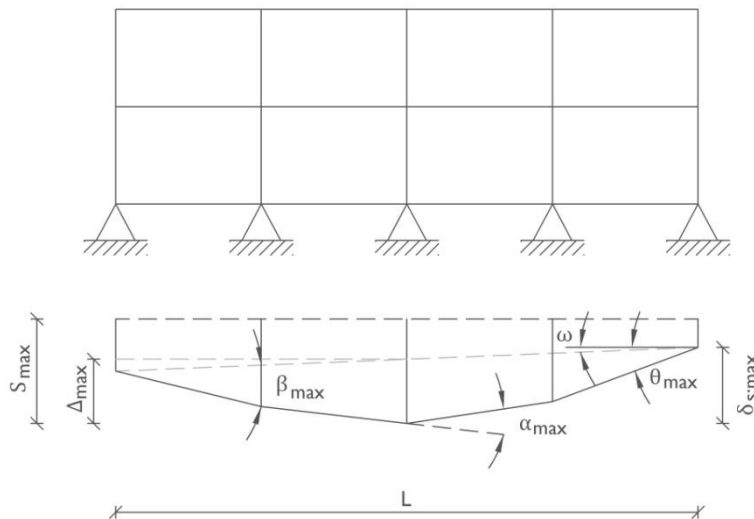
waarbij geldt:

- β_{\min} ondergrens relatieve rotatie [rad]
- s_{gem} gemiddelde zakking van de poeren, die zich op één rij bevinden [m]
- $\min. h.o.h.$ minimale h.o.h. afstand tussen twee funderingselementen [m]

6e: Toetsing op deformatie-eisen.

Bij de toetsing van de vervorming en verplaatsing van de fundering kunnen verschillende zettingscomponenten worden onderscheiden. In figuur 6.3.12 zijn definities van de belangrijkste zettingscomponenten voor de verplaatsing van de fundering en de vervormingen weergegeven.

De maximum toegelaten relatieve rotatie van constructies in open skeletbouw, skeletbouw met wanden, dragende wanden of doorgaande metselwerkwanden is waarschijnlijk niet hetzelfde, maar varieert tussen ongeveer 1 : 200 en 1 : 300. Voor veel constructies is een maximum relatieve rotatie van 1 : 500 toelaatbaar. Voor normale constructies met afzonderlijke funderingen zijn totale zettingen tot 50 mm in het algemeen toelaatbaar. Grotere verplaatsingen kunnen toelaatbaar zijn, mits de relatieve rotaties en zakkingsverschillen binnen aanvaardbare grenzen blijven



Figuur 6.3.12 Definities van verplaatsing van de fundering

Voor de onderdoorgang voor fietsverkeer onder provinciale weg N525 bij Laren is een variant uitgewerkt, zoals weergegeven in figuur 6.3.13. Het dek wordt opgelegd op twee landhoofden die zijn gefundeerd op staal op een niveau NAP +17,5 m. Ten behoeve van de bodemschematisatie zijn sonderingen uitgevoerd. Op basis van de sonderingen zijn de bodemlagen met bijbehorende geotechnische parameters bepaald. Deze zijn weergegeven in tabel 6.3.3. Gevraagd is de fundering van het landhoofd te berekenen en te toetsen volgens het stappenplan uit paragraaf 6.3.1.

Technical cross-section drawing of a coastal defense structure. The structure consists of a concrete wall (Stootplaten) and a sloped sand area (zand, matig gepold). The wall has a height of 200 cm and a width of 1500 cm. The sand area has a width of 3500 cm and a height of 18,3 m. The ground level (NMP) is 17,5 m. The sea level (NMP) is 19,2 m. The structure is located on a sandy area (zand, vast gepold) with a water level (NMP) of 16,0 m. The structure is labeled 'Stootplaten 4000x1000x300' and 'NMP +18,3 m'.

Technical drawing of a cross-section of a retaining wall and foundation. The wall is 3000 mm wide and 1500 mm high. A vertical load V_d acts at the top center, and a horizontal load H_d acts at the top left corner. The wall is supported by a foundation of 3000 mm width. The ground level is at NAP +18,2 m, and the foundation is at NAP +17,5 m. The soil is sand, moderately compacted (sand, mäßig gepakt).

Grondsoort	b.k. laag [m+NAP]	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]	c_u [kPa]	C_c [-]	C_α [-]	e_0 [-]
Zand, matig gepakt	+18,3	18	20	0	33,0	-	0,006	0,000	0,65
klei, vast	+16,0	20	21	20	25,0	150	0,126	0,003	0,65
zand, vast gepakt	+15,0	19	21	0	35,0	-	0,003	0,000	0,50

- rustende belasting: $V_{\text{dek;rep}} = 125 \text{ kN/m}$;
- verkeersbelasting: $V_{\text{verkeer;rep}} = 300 \text{ kN/m}$;
- rembelasting: $H_{\text{rem;rep}} = 33,3 \text{ kN/m}$.

Conform de algemene prestatie-eis, moet de fundering worden getoetst voor alle mogelijk aanwezige situaties. De resulterende belastingen en effectieve afmetingen van het funderingsoppervlak zijn berekend voor de volgende drie situaties:

- A. de uiterste grenstoestand met maximale verticale belastingen (maatgevend voor het verticaal draagvermogen);
- B. de uiterste grenstoestand met minimale verticale belastingen (maatgevend voor horizontaal glijden);
- C. de bruikbaarheidsgrenstoestand ten behoeve van de berekening van de zakkingen op basis van alleen de permanente belastingen.

De constructie valt onder geotechnische categorie 2 en is ingedeeld in betrouwbaarheidsklasse 2 (RC2). De rekenwaarden van de belastingen zijn bepaald aan de hand van tabel 6.2.1. De fundering is geschematiseerd als strookfundering. De belastingen V_d en H_d worden per bovenstaande situatie met de partiële belastingsfactoren uit tabel 6.2.1 bepaald.

Voor situatie A volgt:

$$V_d = 1,2 \cdot 125 + 1,5 \cdot 300 = 600 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 1,5 \cdot 33,3 = 50 \text{ kN/m}$$

Voor situatie B volgt:

$$V_d = 0,9 \cdot 125 = 113 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 1,5 \cdot 33,3 = 50 \text{ kN/m}$$

Voor situatie C volgt:

$$V_d = 1,0 \cdot 125 = 125 \text{ kN/m}$$

$$H_d = 0 \text{ kN/m}$$

In tabel 6.3.4 zijn de resulterende belastingen, excentriciteiten en effectieve breedte b' van de strookfundering voor de beschouwde situaties samengevat. Voor de toetsing van het verticaal draagvermogen (stap 1) is belastingsituatie A maatgevend, voor horizontaal glijden situatie B en voor de zakkingen situatie C.

situatie	V_d [kN/m]	e_B [m]	H_d [kN/m]	e_h [m]	x [m]	b' [m]
A (UGT-hoog)	600	0,20	50	1,70	0,14	2,32
B (UGT-laag)	113	0,20	50	1,70	0,75	1,10
C (BGT, perm.)	125	0,20	0	-	-	2,60

Tabel 6.3.4 Resulterende belastingen en effectieve afmetingen

Stap 1b: Bepaling invloedsdiepte

De invloedsdiepte is afhankelijk van de verhouding H_d/V_d en van het gewogen gemiddelde $\varphi'_{gem,rep}$. Voor de ongedraineerde toestand geldt daarbij dat $\varphi'_{rep} = 0$, zodat de invloedsdiepte voor situatie A kan worden bepaald uit de verhouding $H_d/V_d = 50/600 = 0,083$ waarbij na een iteratie uit tabel 6.3.1 volgt: $z_e/b' = 0,68$ en dus $z_e = 1,57$ m met overeenkomstig niveau op NAP +15,9 m.

Voor de gedraineerde toestand geldt dat het gewogen gemiddelde van φ'_{rep} op zijn beurt ook weer afhankelijk is van de invloedsdiepte. Er moeten dus een aantal iteraties worden uitgevoerd om de uiteindelijke invloedsdiepte te kunnen bepalen. Meestal zijn 2 à 3 iteraties voldoende. Als 1^e interpolatie voor situatie A wordt uitgegaan van een invloedsdiepte van $1,5 \cdot b' = 3,48$ m, overeenkomstig met een niveau van $17,5 \text{ m} - 3,5 \text{ m} = \text{NAP} + 14,0 \text{ m}$ (afgerond tot 1 cijfer achter de komma). Voor het gewogen gemiddelde van φ'_{rep} volgt uit formule 6.3.4 :

$$\varphi'_{gem,rep} = \frac{33 \cdot 1,5 \cdot 2,75 + 25 \cdot 1,0 \cdot 1,5 + 35 \cdot 1,0 \cdot 0,5}{1,5 \cdot 2,75 + 1,0 \cdot 1,5 + 1,0 \cdot 0,5} = 31,2^0$$

Op basis van interpolatie in tabel 6.3.1 volgt bij $H_d/V_d = 0,083$ en $\varphi'_{rep} = 31,2^0$ dat $z_e/b' = 1,58$ en dus $z_e = 3,66$ m met overeenkomstig niveau op NAP +13,8 m. Voor de 2^e iteratie volgt dan:

$$\varphi'_{gem,rep} = \frac{33 \cdot 1,5 \cdot 2,95 + 25 \cdot 1,0 \cdot 1,7 + 35 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{1,5 \cdot 2,95 + 1,0 \cdot 1,7 + 1,2 \cdot 0,6} = 31,2^0$$

De invloedsdiepte blijft dus $z_e/b' = 1,58$ m en dus $z_e = 3,66$ m met overeenkomstig niveau wederom op NAP +13,8 m (afgerond tot 1 cijfer achter de komma).

Stap 1c: Verticale draagkracht in ongedraineerde toestand

Als gevolg van de aanwezigheid van een cohesieve laag binnen invloedsdiepte tot NAP +15,9 m moet de ongedraineerde toestand worden beschouwd. Aangezien deze vaste kleilaag zich beneden een niet-cohesieve laag bevindt, en het verschil in waarden van ϕ'_{rep} groter is dan 6° , is hier sprake van "geval c", waarbij dient te worden uitgegaan van doorponsen door de bovenste 2,5 m zandlaag.

Bij doorponsen wordt een fictief funderingsniveau op bovenkant cohesieve laag op NAP +16,0 m verondersteld, waarbij de afmetingen onder 8° met de verticaal zijn gespreid, oftewel: $B_{pons} = 3,0 + 2 \cdot 1,5 \cdot \tan 8^\circ = 3,42$ m. Zie ook figuur 6.3.14. De gemiddelde breedte van de pons bedraagt dus 3,21 m. De verticale belasting in situatie A neemt toe met een rekenwaarde met grootte:

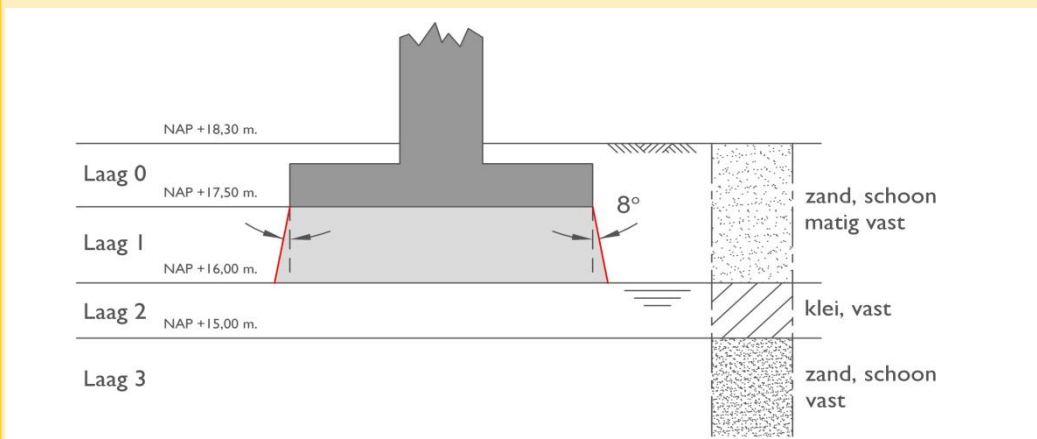
$$\Delta V_{pons;d} = 1,2 \cdot 18 \cdot 1,5 \cdot 3,21 = 104,0 \text{ kN/m, zodat geldt:}$$

$$V_{pons;d} = V_d + V_{pons;d} = 600 + 104 = 704 \text{ kN/m.}$$

De excentriciteit e_B is afgenomen tot $0,2 \cdot 600 / 704 = 0,17$ m. De arm van de horizontale kracht wordt verhoogd tot $1,7 + 1,5 = 3,2$ m. De invloed van de passieve gronddruk wordt hierbij verwaarloosd (conservatief). De verschuiving bedraagt volgens formule 6.3.3:

$$x = 50 \cdot 3,2 / 704 = 0,23 \text{ m waarmee met formule 6.3.1 voor de effectieve breedte volgt:}$$

$$b'_{pons} = 3,42 - 2 \cdot (0,17 + 0,23) = 2,63 \text{ m.}$$



Figuur 6.3.14 Bezwijken door pons door de bovenste zandlaag

Voor i_c geldt volgens formule 6.3.9:

$$i_c = 0,5 \cdot \left[1 + \sqrt{1 - \frac{50}{2,63 \cdot 1 \cdot 150 / 1,35}} \right] = 0,96$$

Hierin is de waarde 1,35 de partiële materiaal factor voor de ongedraineerde schuifsterkte $c_{u;d}$.

Reductie als gevolg van taludhelling is niet meer van toepassing, aangezien de berm breedte van 3,5 m breder is dan de invloedsbreedte $a_e = 1,25 \cdot b' = 3,3$ m. Voor de vormfactor voor strookfunderingen geldt ook $s_c = 1$. Voor het verticaal draagvermogen in ongedraineerde toestand volgt nu voor situatie A (formule 6.3.5):

$$\sigma'_{v;\max zd} = (\pi + 2) \cdot \frac{150}{1,35} \cdot 1,0 \cdot 0,96 \cdot 1,0 + (18,3 - 16,0) \cdot \frac{18}{1,1} \cdot 1,0 = 586 \text{ kPa}$$

$$R_{v;d} = 586 \cdot 2,63 = 1541 \text{ kN/m}$$

$$R_{v;d} \geq V_{pons;d} \quad \text{dus ongedraineerde draagkracht voldoet.}$$

Stap 1d: Verticale draagkracht in gedraineerde toestand

Als gevolg van de aanwezigheid van meerdere lagen binnen de invloedsdiepte waarbij het verschil tussen hoogste en laagste waarde van $\phi'_k > 6^\circ$, moet zowel een draagkrachtberekening volgens geval b (met gewogen parameters) als volgens geval c (met doorponsen, zie figuur 6.3.5) worden berekend. Het laatste geval komt aan de orde in stap 1e. Beschouwd is wederom belastingsituatie A. Binnen de invloedsdiepte tot NAP +13,8 m dienen uit de rekenwaarden van ϕ' , c' en γ' de gewogen gemiddelden te worden bepaald. Als voorbeeld geldt voor de bovenste zandlaag een rekenwaarde: $\phi'_d = \arctan((\tan 33^\circ)/1,15) = 29,5^\circ$ en bijvoorbeeld voor de kleilaag een rekenwaarde voor de cohesie van $c'_d = 13 / 1,6 = 8,13$ kPa met een effectief volumegewicht $\gamma'_d = (21/1,1 - 10) = 9,1$ kN/m³.

De gewogen gemiddelden uit alle lagen zijn vervolgens:

$$\phi'_{gem;d} = \frac{29,5 \cdot 1,5 \cdot 2,95 + 22,1 \cdot 1,0 \cdot 1,7 + 31,3 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{1,5 \cdot 2,95 + 1,0 \cdot 1,7 + 1,2 \cdot 0,6} = 27,9^\circ$$

$$c'_{gem;d} = \frac{0 \cdot 1,5 \cdot 2,95 + 12,5 \cdot 1,0 \cdot 1,7 + 0 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{1,5 \cdot 2,95 + 1,0 \cdot 1,7 + 1,2 \cdot 0,6} = 3,1 \text{ kPa}$$

$$\gamma'_{gem;d} = \frac{16,4 \cdot 1,5 \cdot 2,95 + 9,1 \cdot 1,0 \cdot 1,7 + 9,1 \cdot 1,2 \cdot 0,6}{1,5 \cdot 2,95 + 1,0 \cdot 1,7 + 1,2 \cdot 0,6} = 13,8 \text{ kN/m}$$

Opmerking:

Het gewogen gemiddelde voor de hoek van de inwendige wrijving ϕ' wordt bepaald met behulp van formule 6.3.4. De gewogen gemiddelden voor de waarden c' respectievelijk γ' worden analoog de formule 6.3.4 berekend waarbij alle waarden van ϕ' vervangen wordt door de waarde c' respectievelijk γ' .

Voor de draagkrachtfactoren "N" geldt op basis van $\phi'_{gem;d} = 27,9^\circ$ door interpolatie van tabel 6.3.2:

$$N_q = 14,6; \quad N_c = 25,7; \quad N_\gamma = 14,4$$

Deze waarden kunnen eveneens met behulp van de formules 6.3.14; 6.3.15 en 6.3.16 worden bepaald.

Voor de reductie als gevolg van de horizontale belasting volgt uit de formules 6.3.20; 6.3.21 en 6.3.22:

$$i_c = \frac{0,84 \cdot 14,6 - 1}{14,6 - 1} = 0,83$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0,7 \cdot 50}{600 + 2,32 \cdot 1 \cdot 3,1 \cdot \cot 27,9^\circ} \right)^3 = 0,84$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{50}{600 + 2,32 \cdot 1,0 \cdot 3,1 \cdot \cot 27,9^\circ} \right)^3 = 0,78$$

De taludhelling verloopt over een hoogte van 2,3 m en een lengte van 10 m. De hellingreductiefactoren bij de helling $\beta = \arctan(2,3/10) = 13,0^\circ$ bedragen volgens formules 6.3.25; 6.3.26 en 6.3.27:

$$\lambda_c = \frac{14,6 \cdot e^{-0,0349 \cdot 13,0 \cdot \tan 27,9^\circ} - 1}{14,6 - 1} = 0,77$$

$$\lambda_q = (1 - \tan 13^\circ)^{1,9} = 0,61$$

$$\lambda_\gamma = (1 - 0,5 \tan 13^\circ)^6 = 0,48$$

Met een dekking $\sigma'_{v;z;d} = 0,8 \text{ m} \cdot 16,4 \text{ kN/m}^3 = 13,1 \text{ kPa}$ volgt voor de verticale draagkracht volgens de formules 6.3.12 en 6.3.13:

$$\sigma'_{v;\max;d} = 3,1 \cdot 25,7 \cdot 0,83 \cdot 0,77 + 13,1 \cdot 14,6 \cdot 0,84 \cdot 0,61 + \frac{1}{2} \cdot 2,32 \cdot 13,8 \cdot 14,4 \cdot 0,78 \cdot 0,48 =$$

$$\sigma'_{v;\max;d} = 235 \text{ kPa}$$

$R_{v,d} = 235 \cdot 2,32 = 545 \text{ kN/m} \leq V_d$ dus gedraineerde draagkracht geval b voldoet NIET (tabel 6.3.3).

In geval het gewicht van de taludverharding (0,15 m elementenverharding) wordt meegenomen bedraagt de dekking: $\sigma'_{v;z;d} = 13,1 \text{ kPa} + 0,15 \text{ m} \cdot 25/1,2 \text{ kN/m}^3 = 16,2 \text{ kPa}$. Hierbij volgt voor de verticale draagkracht:

$$\sigma'_{v;\max;d} = 3,1 \cdot 25,7 \cdot 0,83 \cdot 0,77 + 16,2 \cdot 14,6 \cdot 0,84 \cdot 0,61 + \frac{1}{2} \cdot 2,32 \cdot 13,8 \cdot 14,4 \cdot 0,78 \cdot 0,48 =$$

$$\sigma'_{v;\max;d} = 259 \text{ kPa}$$

$R_{v,d} = 259 \cdot 2,32 = 601 \text{ kN/m} \geq V_d$ dus gedraineerde draagkracht geval b voldoet.

Stap 1e: Doorponsen bij gelaagde grond

Toetsing van geval c voor de ongedraineerde toestand is reeds in stap 1c uitgevoerd. Voor de gedraineerde toestand is de toets hieronder uitgevoerd voor situatie A. Op het fictieve funderingsniveau (bovenkant kleilaag) op NAP +16,0 m geldt (zie stap 1c): $V_{pons;d} = 704 \text{ kN/m}$ en $b'_{pons} = 2,63 \text{ m}$. De invloedsdiepte onder het fictieve funderingsvlak moet opnieuw worden bepaald uit de verhouding $H_d/V_{pons;d} = 0,071$ en van het gewogen gemiddelde $\phi'_{gem;rep}$. Als 1^e iteratie wordt wederom uitgegaan van een invloedsdiepte van $1,5 \cdot b'_{pons} = 3,95 \text{ m}$ oftewel een niveau van NAP +12,1 m. Voor het gewogen gemiddelde (formule 6.3.4) van ϕ'_{rep} volgt:

$$\phi'_{gem;rep} = \frac{25 \cdot 1,0 \cdot 3,45 + 35 \cdot 2,95 \cdot 1,48}{1,0 \cdot 3,45 + 2,95 \cdot 1,48} = 30,6^\circ$$

Op basis van interpolatie in tabel 6.3.1 volgt bij $H_d/V_d = 0,071$ en $\phi'_{rep} = 30,6^\circ$ dat $z_e/b' = 1,56$ en dus $z_e = 4,10 \text{ m}$ met overeenkomstig niveau op NAP +11,9 m. Voor de 2^e iteratie volgt dan:

$$\phi'_{gem;rep} = \frac{25 \cdot 1,0 \cdot 3,6 + 35 \cdot 3,1 \cdot 1,55}{1,0 \cdot 3,6 + 3,1 \cdot 1,55} = 30,7^\circ$$

De invloedsdiepte blijft dus $z_e/b' = 1,56 \text{ m}$ en dus $z_e = 4,1 \text{ m}$ met overeenkomstig niveau wederom op NAP +11,9 m (afgerond tot 1 cijfer achter de komma). De gewogen gemiddelden van de rekenwaarden zijn vervolgens:

$$\phi'_{gem;d} = \frac{22,1 \cdot 1,0 \cdot 3,6 + 31,3 \cdot 3,1 \cdot 1,55}{1,0 \cdot 3,6 + 3,1 \cdot 1,55} = 27,3^\circ$$

$$c'_{gem;d} = \frac{12,5 \cdot 1,0 \cdot 3,6 + 0 \cdot 3,1 \cdot 1,55}{1,0 \cdot 3,6 + 3,1 \cdot 1,55} = 5,3 \text{ kPa}$$

$$\gamma'_{gem;d} = \frac{9,1 \cdot 1,0 \cdot 3,6 + 9,1 \cdot 3,1 \cdot 1,55}{1,0 \cdot 3,6 + 3,1 \cdot 1,55} = 9,1 \text{ kN/m}^3$$

Opmerking:

Ook hier is het gewogen gemiddelde voor de hoek van de inwendige wrijving ϕ' wordt bepaald met behulp van formule 6.3.4. De gewogen gemiddelden voor de waarden c' respectievelijk γ' worden analoog de formule 6.3.4 berekend waarbij alle waarden van ϕ' vervangen wordt door de waarde c' respectievelijk γ' .

Voor de draagkrachtfactoren geldt op basis van $\phi'_{gem;d} = 27,3^\circ$ door interpolatie bij tabel 6.3.2:

$$N_q = 13,6; \quad N_c = 24,4; \quad N_\gamma = 13,0$$

Voor de reductie als gevolg van de horizontale belasting volgt (formules 6.3.20 t/m 6.3.22):

$$i_c = \frac{0,84 \cdot 14,6 - 1}{14,6 - 1} = 0,83$$

$$i_q = \left(1 - \frac{0,7 \cdot 50}{704 + 2,63 \cdot 1 \cdot 5,3 \cdot \cot 27,3^\circ} \right)^3 = 0,86$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{50}{704 + 2,63 \cdot 1,0 \cdot 5,3 \cdot \cot 27,3^\circ} \right)^3 = 0,81$$

Met een dekking $\sigma'_{v;z;d} = 2,3 \text{ m} \cdot 16,4 \text{ kN/m}^3 = 37,7 \text{ kPa}$ (nog exclusief elementenverharding) en de hellingreductiefactoren volgt:

$$\sigma'_{v;\max;d} = 5,3 \cdot 24,4 \cdot 0,83 \cdot 0,77 + 37,7 \cdot 13,6 \cdot 0,86 \cdot 0,61 + \frac{1}{2} \cdot 2,63 \cdot 9,1 \cdot 13,0 \cdot 0,81 \cdot 0,48 =$$

$$\sigma'_{v;\max;d} = 412 \text{ kPa}$$

$$R_{v;d} = 412 \cdot 2,63 = 1084 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \geq V_{pons;d} = 704 \text{ kN/m}, \text{ dus gedraineerde draagkracht geval c voldoet.}$$

Stap 1f: Zijdelings wegpersen (squeezing) voor ongedraineerde toestand

Squeezing is aan de orde als onder het funderingsvlak van een strookfundering een cohesieve laag voorkomt, die op een stijvere laag met een karakteristieke waarde $\phi'_k \geq 27,5^\circ$ ligt met de bovenzijde binnen de maatgevende invloedsdiepte z_e . Aangezien in geval b de bovenzijde van de vaste zandlaag op NAP +15,0 m niet meer binnen de invloedsdiepte ligt, is squeezing niet aan de orde.

Stap 2a: Bepaling horizontale belasting voor toetsing horizontaal afschuiven

Als gevolg van de horizontale belasting H_d moet een toetsing plaatsvinden van de weerstand tegen horizontaal afschuiven. Maatgevend hierbij is belastingsituatie B waarbij geldt:

$V_d = 113 \text{ kN/m}$ en $H_d = 50 \text{ kN/m}$. De effectieve breedte bedraagt: $b' = 1,10 \text{ m}$.

(V_d werkt op een effectieve breedte van $3 - 2 \cdot 0,2 = 2,6 \text{ m}$; door de invloed van de horizontale kracht H_d wordt deze breedte verder gereduceerd tot $b' = 2,6 - 2 \cdot 0,75 = 1,1 \text{ m}$ (formule 6.3.1); waar bij de waarde $0,75$ ontstaat uit vergelijking 6.3.3 $e_B = 50 \cdot 1,7 / 113 = 0,75 \text{ m}$)

De remkracht H_d kan in beide richtingen werken, waarbij de richting vanuit oprit naar tunneldek het meest kritiek is. Daarbij dient tevens de actieve gronddruk uit de aanvulling achter de fundering te worden gesommeerd, zodat geldt:

$$H_{tot;d} = H_d + 1,2 \cdot K_a \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{aanvulzand} \cdot h^2$$

Voor de actieve gronddruk kan in deze situatie worden uitgegaan van conservatief ingeschatte waarden $\gamma'_{aanvul} = 18 \text{ kN/m}^3$ en $\phi'_{aanvul} = 30^\circ$. Voor de verkeersbelasting kan worden uitgegaan van 20 kPa . De totale horizontale belasting wordt dan:

$$H_{tot;d} = 50 + 1,2 \cdot \tan^2(45 - \frac{1}{2} 33^\circ) \cdot \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot (19,2 - 17,5)^2 = 60,4 \text{ kN/m}$$

Stap 2b: Horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand

Voor het ongedraineerde horizontaal draagvermogen geldt bij een effectieve breedte van 1,1 m in situatie B:

$$R_{h;d} = \frac{150}{1,35} \cdot 1,1 = 122,2 \text{ kN/m} \geq H_{tot;d} \quad \text{dus ongedraineerde afschuifweerstand voldoet.}$$

Toetsing van een situatie waarbij water of lucht in het contactvlak tussen fundering en ongedraineerde klei kan bereiken, is gezien de aanwezige dekking niet aan de orde.

Stap 2c: Horizontale draagkracht in gedraineerde toestand

Voor het gedraineerde horizontaal draagvermogen geldt met de minimale belasting $V_d = 113 \text{ kN}$ en $\sigma'_d = \phi'_d$ (in het werk gestort):

$$R_{h;d} = 113 \cdot \tan 29,5^\circ = 63,9 \text{ kN/m}$$

Over de dekking van 0,8 m zal er passieve gronddruk worden gemobiliseerd. Gelet op de berm breedte van 3,5 m zal de helling hierbij nauwelijks van invloed zijn.

Voor de passieve gronddruk geldt op basis van constructieve belastingen:

$$R_{p;d} = 0,9 \cdot K_p \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma'_{dekking} \cdot h^2 = 0,9 \cdot \tan^2(45 + \frac{1}{2} 33^\circ) \cdot \frac{1}{2} \cdot 18 \cdot 0,8^2 = 17,5 \text{ kN/m}$$

$$R_{h;d} + R_{p;d} = 81,4 \text{ kN/m} \geq H_{tot;d} \quad \text{dus gedraineerde afschuifweerstand voldoet.}$$

Stap 3: Toetsing algehele stabiliteit

Als gevolg van het aanwezige talud moet worden vastgesteld of een aanvullende stabiliteitsberekening benodigd is. Dit is het geval als de taludhelling $\beta > 0,5 \cdot \phi'_{gem;d}$. De helling verloopt vanaf fundering tot verhardingslaag in onderdoorgang met een hoogte van 18,3 - 16,0 = 2,3 m over een lengte van 3,5 + 6,5 = 10 m en bedraagt: $\beta = 13,0^\circ$. Aangezien in geval b geldt: $\phi'_{gem;d} = 27,9^\circ$ wordt voldaan aan de bovenstaande eis en kan worden gesteld dat de totale stabiliteit verzekerd is. Een aanvullende stabiliteitsberekening is niet meer benodigd.

Stap 4: Toetsing kantelstabiliteit

Toetsing van de kantelstabiliteit kan worden uitgevoerd op basis van de BGT volgens de EAU. De BGT is berekend in situatie C, waarbij $b' = 2,6 \text{ m}$. Aangezien $b' > 2/3 \cdot B$ valt de resultante binnen de kern van de doorsnede en is conform de EAU de kantelstabiliteit verzekerd.

Volgens NEN-EN 9997-1 geldt in de UGT dat een aanvullende berekening van het bezwijkvlak in de andere richting in combinatie met een dekking gelijk aan 0 niet aan de orde is, aangezien voor maatgevende situatie B geldt, dat $b' = 1,1 > 1/3 \cdot B = 1,0$.

Stap 5: Toetsing verplaatsingen uiterste grenstoestand

Deze stap is niet nader beschouwd in het voorbeeld.

Stap 6a: Bepaling belastingen en effectieve afmetingen voor zakkingsberekening

De belastingen en effectieve afmetingen voor de zakkingsberekening zijn berekend in situatie C, zie tabel 6.3.3.

Stap 6b. Berekening spanningspreiding in de diepte

De zakking wordt hoofdzakelijk bepaald uit de aanwezige stijvere kleilaag die zich tussen de zandlagen bevindt. Om de zakking te berekenen, zijn de oorspronkelijke spanning en spanningsverhoging berekend in het laagmidden op NAP +15,5 m. Voor de strookfundering met breedte $b' = 2,6 \text{ m}$ en een gemiddelde funderingsdruk $\sigma_{gem;d} = 125 / 2,6 = 48 \text{ kPa}$ volgt voor

de spanningstoename op een diepte van $17,5 - 15,5 = 2,0$ m recht onder het funderingsvlak volgens vuistregel 6.3.39:

$$\Delta\sigma = \frac{48 \cdot 2,6}{2,6 \cdot 2,0} = 30,26 \text{ kPa}$$

Stap 6c. Berekening zakking

De zakking van de fundering zal hoofdzakelijk worden bepaald uit de zakking van de 1,0 m dikke kleilaag tussen NAP +16 en +15 m. De oorspronkelijke spanning in het laagmidden bedraagt, vanaf maaiveldniveau op NAP +18,3 m: $2,3 \text{ m} \times 18 \text{ kN/m}^3 + 0,5 \text{ m} \times (21 - 10) \text{ kN/m}^3 = 46,9 \text{ kPa}$. Voor de primaire zakking van de fundering volgt conform NEN-EN 9997-1 als gevolg van de spanningstoename in het midden van de kleilaag van 31,6 kPa, op basis van de samendrukkingsindices uit tabel 6.3.3:

$$s_1 = \frac{0,126}{1 + 0,65} \cdot 1,0 \cdot \log \frac{46,9 + 31,6}{46,9} = 0,017 \text{ m}$$

De seculaire zetting vormt alleen in zachte kleien en veengronden een substantieel deel van de totale zetting. Voor de seculaire zakking geldt, na een periode van 10.000 dagen (27 jaar):

$$s_2 = 0,003 \cdot 1,0 \cdot \log \frac{10.000}{1} = 0,012 \text{ m}$$

De totale zetting in de eindsituatie bedraagt dus 0,029 m. Hierbij moet worden opgemerkt, dat de seculaire zetting een autonome (spanningsonafhankelijke) zetting betreft. Een spanningsafhankelijke benadering met Koppejan leidt voor deze stijve klei tot een lagere kruip van 0,005 mm in plaats van 0,012 mm.

Stap 6d. Berekening relatieve rotatie

Relatieve rotatie is hier niet aan de orde aangezien slechts één strookfundering is beschouwd.

Stap 6e. Toetsing op deformatie-eisen

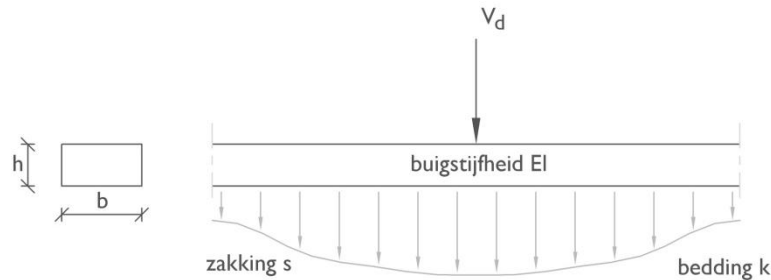
Voor wegen en kunstwerken gelden geen harde algemene deformatie-eisen. Deze zijn veelal afhankelijk van de constructie en de functie. In de praktijk wordt voor wegconstructies vaak een restzettingseis van 0,10 m genoemd en voor aansluiting met kunstwerken maximaal 5 cm. De te verwachte zetting van 2 à 3 cm ligt dus beneden deze toelaatbare waarde.

6.4 Berekening funderingen als elastisch ondersteunde elementen

6.4.1 Door een puntlast belaste funderingsbalk

Bij funderingen die relatief slap zijn en hierdoor geen uniform verdeelde funderingsdruk ontwikkelen, speelt de elastische ondersteuning een rol in de krachtsverdeling. De spanningsverdeling in elastisch ondersteunde funderingselementen hangt af van de verhouding tussen de stijfheid van de fundering en die van de grond. Voorbeelden van dergelijke funderingen zijn strook- of plaatfunderingen die geconcentreerd worden belast, bijvoorbeeld door kolommen.

Figuur 6.4.1 Strookfundering als continu verend ondersteunde buigligger



Bij een door een puntlast belaste funderingsstrook wordt de verhouding tussen stijfheid van de funderingsstrook en van de ondergrond als volgt berekend aan de hand van de parameter β [6.14] (figuur 6.4.1):

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k'}{4EI}} \quad \text{of} \quad \beta = \sqrt[4]{\frac{k \cdot b'}{4EI}} \quad (6.4.1)$$

waarbij k' de beddingconstante van de ondergrond is, omgerekend in $[\text{kN/m}^2]$ en EI de buigstijfheid van de strookfundering in $[\text{kNm}^2]$. De beddingconstante in $[\text{kN/m}^2]$ kan worden omgerekend uit de beddingconstante in $[\text{kN/m}^3]$ op basis van de effectieve breedte van de strookfundering b' :

$$k' = k \cdot b' \quad (6.4.2)$$

In plaats van de parameter β kan ook de kniklengte worden toegepast. Deze is de reciproke waarde van β :

$$l_0 = \frac{1}{\beta} = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k'}} \quad \text{of} \quad l_0 = \sqrt[4]{\frac{4EI}{k \cdot b'}} \quad (6.4.3)$$

Aan de hand van de kniklengte kan vervolgens de effectieve lengte van het funderingsoppervlak worden bepaald, waarbij evenwicht is tussen de belasting (gemiddelde funderingsdruk) en de reactie van de elastische ondersteuning:

$$\ell' = 2 \cdot l_0 = \frac{2}{\beta} \quad (6.4.4)$$

voor formules (6.4.1) t/m (6.4.4) geldt:

- β verhouding tussen stijfheid ligger en grond $[\text{m}^{-1}]$
- l_0 kniklengte: $l_0 = 1/\beta = \lambda / (2\pi)$ $[\text{m}]$
- ℓ' effectieve lengte bij krachtenevenwicht $[\text{m}]$
- λ natuurlijke golflengte (wordt vaak als alternatief voor β gebruikt) $[\text{m}]$
- EI buigstijfheid ligger $[\text{kNm}^2]$
- k beddingconstante grond $[\text{kN/m}^3]$
- k' stijfheid grond $[\text{kN/m}^2]$
- b' effectieve breedte van de ligger $[\text{m}]$

De beddingsconstante kan worden bepaald uit de gemiddelde funderingsdruk t.g.v. de puntlast V_d en de berekende zakking daarvan:

$$k = \frac{V_d}{s_{1;d} \cdot b' \cdot \ell'} = \frac{\sigma_{gem;d}}{s_{1;d}} \quad (6.4.5)$$

waarbij geldt:

- k beddingconstante grond [kN/m^3]
- V_d puntlast [kN]
- b' effectieve breedte van de ligger [m]
- ℓ' effectieve lengte van de ligger [m]
- $s_{1;d}$ berekende zakking
- $\sigma_{gem;d}$ gemiddelde funderingsdruk [kPa]

Met behulp van een vierde orde differentiaalvergelijking kan de zakking als functie van x ten gevolge van een snedekracht in de ligger $P (= 0,5 \cdot V_d)$ als volgt worden bepaald [6.14]:

$$s(x) = -\frac{P\beta\sqrt{2}}{k'} e^{-\beta x} \sin\left(\beta x + \frac{\pi}{4}\right) \quad (6.4.6)$$

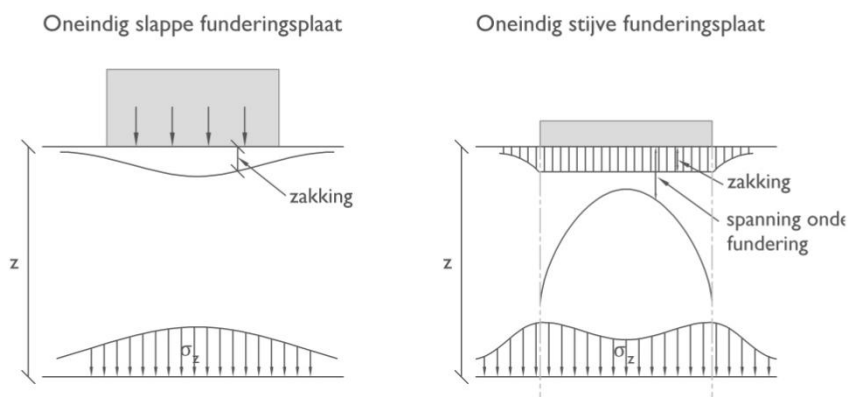
De maximum zakking geldt in $x = 0$ en is gelijk aan $P\beta/k'$. Voor het buigend moment in de strokenfundering geldt [6.14]:

$$M(x) = -\frac{P}{\beta\sqrt{2}} e^{-\beta x} \sin\left(\beta x - \frac{\pi}{4}\right) \quad (6.4.7)$$

Het maximum moment geldt in $x = 0$ en is gelijk aan $P/(2\beta)$. De maximum dwarskracht in $x = 0$ is natuurlijk gelijk aan P . De hoekverdraaiing wordt voor de berekening van de fundering hier verder buiten beschouwing gelaten.

6.4.2 Door een kolomlast belaste plaatfundering

De spanningsverdeling in de plaatfundering hangt af van de verhouding tussen de stijfheid van de fundering en die van de grond, zoals in de vorige paragraaf is aangegeven bij de strookfundering. Bij een plaatfundering speelt de stijfheidverhouding een nog grotere rol, en wel in 2 richtingen. Voor de vervorming van de plaat en de verdeling van de reactiekracht kunnen twee uitersten worden benaderd, zoals weergegeven in figuur 6.4.2.



Figuur 6.4.2
Schematisatie kolom op een betonplaat

De gronddrukverdeling onder een kolom op een betonplaat kan worden benaderd met behulp van de theorie volgens Westergaard. Daarbij wordt, evenals bij de door een puntlast belaste strokenfundering uit paragraaf 6.4.2, een kniklengte l_0 bepaald uit de verhouding tussen buigstijfheid van de plaat en de stijfheid van de grond. De buigstijfheid van de plaat wordt echter per strekkende meter bepaald. Voor l_0 geldt dan (vergelijk (6.4.4)):

$$l_0 = \frac{1}{\beta} = \sqrt[4]{\frac{4D'}{k}} \quad (6.4.8)$$

$$D' = \frac{E \cdot h^3}{12(1 - \nu^2)} \quad (6.4.9)$$

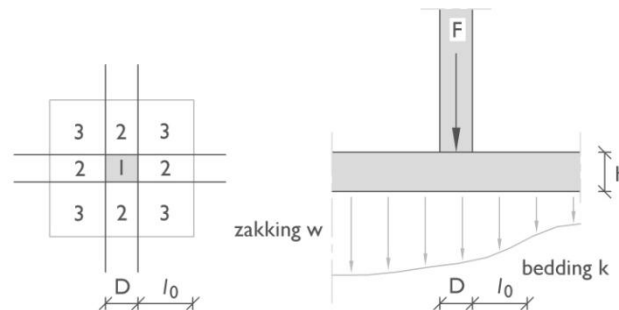
waarbij geldt:

- l_0 kniklengte [m]
- k beddingsconstante [kN/m^3]
- D' plaatstijfheid [kNm^2/m]
- E elasticiteitsmodulus plaat [kPa]
- h plaatdikte [m]
- ν dwarscontractie [-]

Om de gronddruk-verdeling te kunnen bepalen, wordt de plaat in negen gebieden verdeeld, afhankelijk van de kolomdiameter D (equivalente diameter teruggerekend naar een vierkante doorsnede), zoals aangegeven is in figuur 6.4.3.

Figuur 6.4.3

Schematisatie kolom op een betonplaat



De sommatie van F_1 , ΣF_2 en ΣF_3 in de gebieden 1, 2 en 3 leidt tot de volgende relatie:

$$V_d = s_{1;d} \cdot k \cdot (D + 2 \cdot l_0)^2 \quad (6.4.10)$$

Voor de zakking en de gronddruk-verdeling geldt dan:

$$s_{1;d} = \frac{V_d}{k \cdot (D + 2 \cdot l_0)^2} \quad (6.4.11)$$

$$\sigma'_{gem;d} = \frac{V_d}{(D + 2 \cdot l_0)^2} \quad (6.4.12)$$

Het draagvermogen wordt bepaald door de plaat te schematiseren als vierkante poer met een breedte $B = (D + 2 \cdot l_0)$. Verder is door Westergaard een relatie gegeven om de maximum buigende momenten te berekenen, die op basis van de biharmonische plaatvergelijking kan worden afgeleid:

$$D \cdot \nabla^2 \nabla^2 w = p \quad (6.4.13)$$

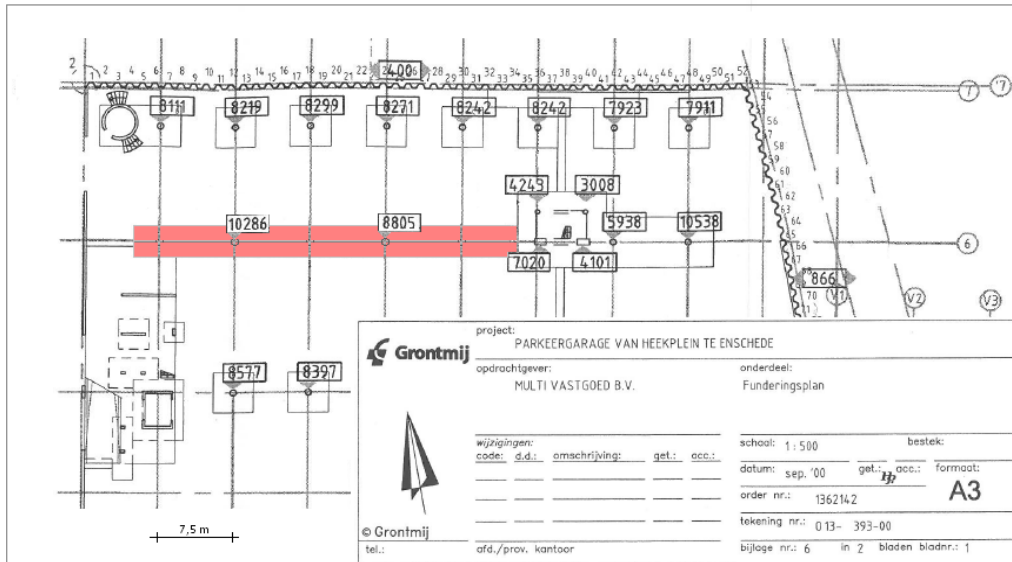
De momenten hebben als eenheid [kNm/m] en kunnen voor gebieden 2 en 3 als volgt worden bepaald:

$$m_2 = 0,5 \cdot s_{1;d} \cdot k \cdot l_0^2 \quad (6.4.14)$$

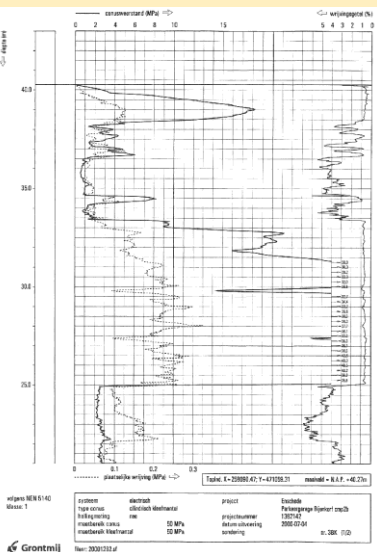
$$m_3 = 0,8 \cdot s_{1;d} \cdot k \cdot l_0^2 \quad (6.4.15)$$

6.4.3 Voorbeeldberekening 2: berekening strookfundering als ligger

Ten behoeve van de realisatie van de 2-laagse ondergrondse parkeergarage onder het Van Heekplein in Enschede is voor de kelder een strokenfundering ontworpen op een funderingsniveau NAP +32,0 m. Op deze betonnen balk met breedte $b' = B = 3,0$ m en hoogte 1,0 m staan de kolommen van de parkeerkelder met h.o.h. afstanden van 15,0 m. De maximum kolombelasting voor het gearceerde funderingselement uit figuur 6.4.4 bedraagt: $V_d = 10.286$ kN. Gevraagd is om deze funderingsstrook te toetsen op draagkracht en het maximum moment daarin te berekenen, uitgaande van één puntlast.



Figuur 6.4.4 Funderingsplan parkeerkelder De Bijenkorf, Van Heekplein te Enschede



Figuur 6.4.5 Sondering 3BK



Figuur 6.4.6 Storten beton in bekisting strookfundering

De bodemopbouw volgt uit de sondering in figuur 6.4.5. De ondergrond bestaat uit vast gepakt zand met $\gamma_{\text{sat}} = 20$ kN/m³ en een hoek van inwendige wrijving $\phi'_k = 35^\circ$. De dekking van 1,2 m wordt als geheel onderwater beschouwd (grondwaterstand dus op NAP +33,2 m). De beddingsconstante van de ondergrond voor de strook bedraagt: $k_v = 40.000$ kN/m³.

De betonnen strookfundering heeft een gescheurde stijfheid: $E = 15.000$ MPa. De buigstijfheid wordt hiermee:

$$EI = 1,5 \cdot 10^7 \cdot 1/12 \cdot 3,0 \cdot 1,0^3 = 3,75 \cdot 10^6 \text{ kNm}^2.$$

Hieruit volgt voor de stijfheidsverhouding:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{40.000 \cdot 3,0}{4 \cdot 3,75 \cdot 10^6}} = 0,299 \text{ m}^{-1}$$

De effectieve lengte is gelijk aan twee x de kniklengte, die volgt uit de stijfheidsverhouding:

$$\ell' = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot \frac{1}{\beta} = 6,69 \text{ m}$$

Voor de draagkracht dient de fundering te worden beschouwd als een rechthoekige poer met een effectief funderingsoppervlak: $A' = b' \cdot \ell'' = 20,1 \text{ m}^2$. De gemiddelde funderingsdruk bedraagt dus: $\sigma_{\text{gem};d} = 10.286 / 20,1 = 512,7 \text{ kPa}$. De vormfactoren zijn gemakshalve alle gelijkgesteld aan 1,0. Op basis van formule (6.3.12) volgt dan:

$$\sigma'_{v;\text{max};d} = 0 + 1,2 \cdot \left(\frac{20}{1,1} - 10 \right) \cdot 21,4 + \frac{1}{2} \cdot 3,0 \cdot \left(\frac{20}{1,1} - 10 \right) \cdot 24,8 = 514,4 \text{ kPa}$$

$$R_{v;d} = 514,4 \cdot 3,0 \cdot 6,69 = 10,324 \text{ kN}$$

De draagkracht is dus voldoende om de belasting van 10.286 kN te kunnen dragen. Voor het maximum moment in de strook moet eerst de dwarskracht P worden bepaald, waarbij geldt, dat

$P = \frac{1}{2} \cdot V_d = 5143 \text{ kN}$. Het maximum moment bedraagt dan recht onder de kolombelasting: $M_{\text{max};d} = 5143 / (2 \cdot 0,299) = 8.595 \text{ kNm}$ en als functie van x (met de kolom op $x = 0$):

$$M(x) = -\frac{5143}{0,299\sqrt{2}} e^{-0,299x} \sin\left(0,299x - \frac{\pi}{4}\right)$$

De maximale zakking bedraagt: $s_{\text{max}} = 5143 \cdot 0,299 / (40.000 \cdot 3) = 0,013 \text{ m}$. Deze kan ook worden berekend op basis van de gevonden effectieve afmetingen, waarbij: $s_{\text{max}} = \sigma_{\text{gem};d} / k = 512,7 / 40.000 = 0,013 \text{ m}$.

6.5 Berekening van kelderfunderingen

6.5.1 Algemeen

In principe zullen kelderfunderingen op dezelfde wijze kunnen worden berekend als andere funderingen op staal. De belastingen die door de grond op een kelderfundering en kelderwanden worden uitgeoefend, dienen conform NEN-EN 9997-1 [6.3] te worden beschouwd als constructieve belastingen met de karakteristieke waarde van de grondeigenschappen. Op de berekende gronddruk moet de partiële factor volgens tabel 6.2.1 (constructieve belastingen voor constructies uit groep B) zijn toegepast.

Naast gelijkenissen, zijn enkele belangrijke verschillen te noemen met funderingen op staal zoals behandeld in de voorgaande paragrafen. Naast dat over een zo groot mogelijk oppervlak de belasting wordt gespreid, wat in feite ook bij een plaatfundering het geval is, zal de toename in korrelspanning op ontgravingsniveau minimaal blijven bij het aanbrengen van de belasting, in vergelijking met de oorspronkelijke korrelspanning (in het Engels wordt dit 'principle of buoyancy' genoemd). Hierdoor zal de totale zetting en daarmee ook de verschilzettingen onder de fundering aanzienlijk kunnen worden gereduceerd. Het principe wordt in feite verkregen door een holle, open constructie op zodanige diepte te plaatsen, dat het (effectieve) gewicht van de verwijderde grond gelijk, of zelfs iets lager is dan het gecombineerde gewicht van de kelderfundering en de bovenbouw.

Als voorbeeld een ontgraving van 4,5 m, waarbij de oorspronkelijke korrelspanning op ontgravingsniveau circa 80 kN/m² bedraagt. De kelderfundering zelf weegt circa 25 kN/m², dus zou in theorie een bovenbelasting van 50 kN/m² nog op de kelderfundering kunnen worden geplaatst, zonder dat er enige bijkomende zettingen zullen plaatsvinden. Dit zou betekenen, dat bij een gebouw van 4 verdiepingen plus kelder op een samendrukbare ondergrond theoretisch geen zettingen zouden optreden. In de praktijk is het nauwelijks mogelijk de belasting en de ontgravingsdiepte zodanig op elkaar af te stemmen, dat geen (rest)zettingen zullen optreden. Zo zullen variaties in grondwaterstand (opdrijven) en rustende belastingen van invloed zijn.

Een andere factor die van invloed is op de zettingen van een kelderfundering, is de 're-consolidatie' van de grond, nadat zwel is opgetreden als gevolg van het ontgraven voor de kelderfundering. De zwel zal worden gevolgd door een consolidatie van de ondergrond, op het moment dat de bovenbouw is aangelegd.

Voor het ontwerp van de kelderfundering, het bepalen van de ontgravingsdiepte, is het van belang rekening te houden met enige netto belastingstoename op de ondergrond, als gevolg van het totale eigen gewicht van de constructie en de volledige rustende belasting, uitgaande van de maximaal toelaatbare vervormingen (1 : 300) in de uiterste grenstoestand en bruikbaarheidsgrenstoestand.

Belangrijke aspecten die in beschouwing dienen te worden genomen bij het ontwerp zijn:

- het gewicht van de verwijderde grond;
- de druk van het grondwater;
- het eigen gewicht van de kelderfundering;
- de bovenbelasting tijdens de uitvoeringsfase;
- de bovenbelasting als gevolg van de bovenbouw.

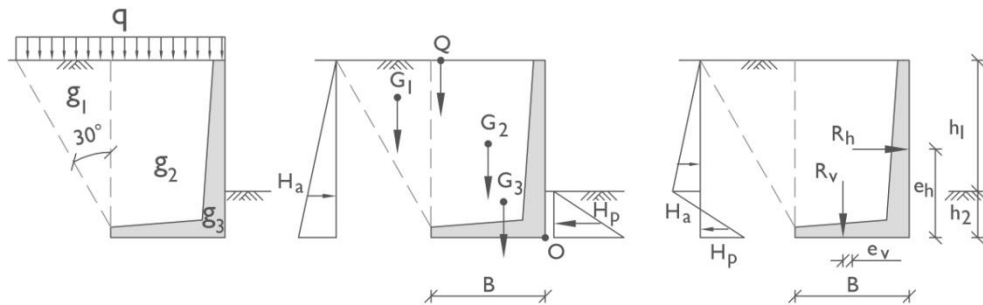
6.6 Berekening van een keermuur op staal

6.6.1 Algemeen

Een keermuur is een gewichtsmuur die de horizontale belasting op de muur kan afdragen (via wrijving) door zijn eigen gewicht te laten tegenwerken (figuur 6.6.1). Door een voetplaat toe te passen, kan het tegenwerkend gewicht nog worden vergroot.

Strikt genomen vallen op staal gefundeerde kerende constructies niet onder funderingen maar onder de categorie "*grondkerende constructies, niet-zijnde funderingen*". Het onderscheid heeft met name betrekking op de toe te passen veiligheidsbenadering in de uiterste grenstoestand. Bij de partiële factoren is dit onderscheid gemaakt, zie tabellen 6.2.1 en 6.2.2.

Figuur 6.6.1 Belastingen op een keermuur (L-wand)



6.6.2 Horizontale gronddruk

De hoofdfunctie van een kerende constructie is het dragen van een verschil in horizontale druk. Dit kan zowel gronddruk als waterdruk zijn. Bij een grondkerende functie kan de horizontale gronddruk achter de kerende constructie worden berekend uit de verticale korrelspanningen door middel van een horizontale gronddrukcoëfficiënt K (figuur 6.6.2). Algemeen geldt hierbij:

$$K = \frac{\sigma'_{xx}}{\sigma'_{zz}} = \frac{\sigma'_{yy}}{\sigma'_{zz}} = \frac{\nu}{1 - \nu} \quad (6.6.1)$$

waarbij geldt:

- K horizontale gronddrukcoëfficiënt [-]
- σ'_{xx} horizontale gronddruk [kPa]
- σ'_{zz} verticale gronddruk [kPa]
- ν dwarscontractiecoëfficiënt [-]

Uit de cirkel van Mohr-Coulomb kan op eenvoudige wijze een verband worden gevonden tussen de hoofdspanningen σ'_{xx} en σ'_{zz} (of σ'_{yy} en σ'_{zz}), als functie van φ en c . De grootste hoofdspanning is σ'_1 en de kleinste σ'_3 . Door de kleinste hoofdspanning σ'_3 buiten haakjes te brengen, volgt:

$$\sigma'_3 = K_a \sigma'_1 - 2c\sqrt{K_a} \quad (6.6.2)$$

waarin

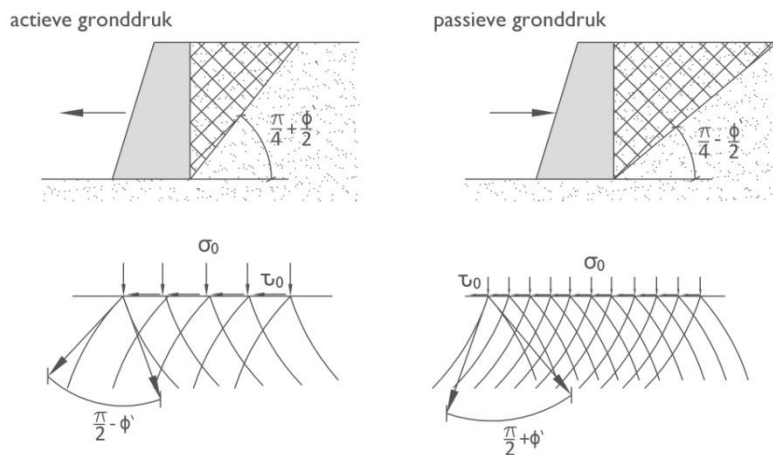
$$K_a = \tan^2(45 - \frac{1}{2}\varphi) \quad (6.6.3)$$

Indien de grootste hoofdspanning buiten haakjes wordt gebracht, volgt:

$$\sigma'_1 = K_p \sigma'_3 + 2c\sqrt{K_p} \quad (6.6.4)$$

waarin

$$K_p = \tan^2(45 + \frac{1}{2}\varphi) \quad (6.6.5)$$



Figuur 6.6.2 Actieve en passieve gronddruk (F. Schlosser, [6.11])

Actieve gronddruk

Rankine (1857) heeft voor een kerende constructie deze twee spanningstoestanden als twee extreme situaties gedefinieerd. In geval dat de grond zijdelings meegeeft, dus dat de grond de constructie wegdukt, spreekt men van actieve gronddruk. Hierbij zal de laagste grond-drukcoëfficiënt, de actieve gronddrukcoëfficiënt K_a , worden toegepast.

Passieve gronddruk

In geval dat de wand de grond zijdelings wegdukt, zal de gronddruk maximaal zijn. Men spreekt van passieve gronddruk. Hierbij zal de hoogste gronddrukcoëfficiënt, de passieve gronddrukcoëfficiënt K_p , worden toegepast.

Neutrale gronddruk

In theorie is er sprake van neutrale gronddruk op een starre wand, indien deze absoluut niet verplaatst. Voor de neutrale gronddrukcoëfficiënt K_0 wordt in de literatuur vaak de correlatie $1 - \sin \varphi$ gegeven. In theorie is de neutrale gronddruk nog onbepaald en zal de waarde liggen tussen 0,5 en 1.

Voor de berekening en de formules van de horizontale gronddruk wordt verwezen naar het hoofdstuk "Ontwerp van bouwkuipen".

Stappenplan 6.2

Toetsing keermuren

6.6.3 Stappenplan keermuur op staal volgens NEN-EN 1997-1

Voor de berekening van een op staal gefundeerde keermuur moeten de in paragraaf 6.2.5 genoemde bezwijkmechanismen uit NEN-EN 1997-1 worden getoetst. Op basis hiervan is hieronder een stappenplan weergegeven, waarin de meeste stappen uit het stappenplan voor funderingen op staal zijn overgenomen.

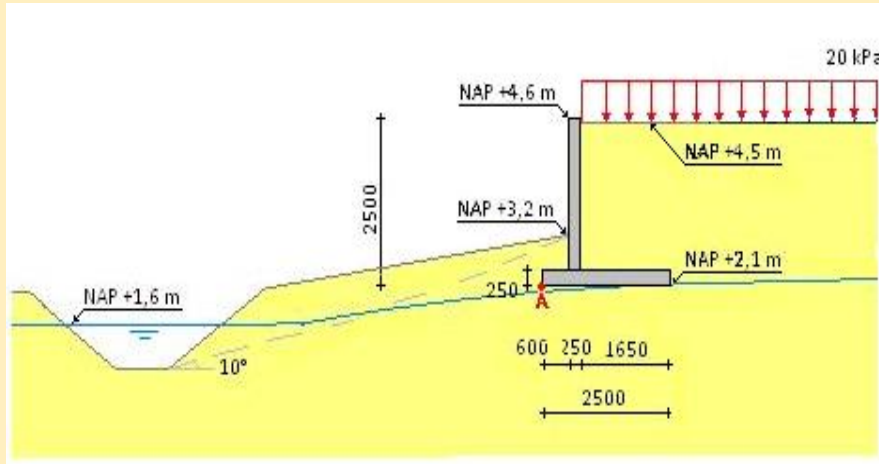
1. Toetsing verticaal draagvermogen:
 - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
 - b. bepaling invloedsdiepte;
 - c. toets verticale draagkracht in ongedraineerde toestand (indien van toepassing);
 - d. toets verticale draagkracht in gedraineerde toestand;
 - e. toets op doorponsen (indien van toepassing);
 - f. toets op zijdelings wegpersen (indien van toepassing).
2. Toetsing weerstand tegen horizontaal glijden:
 - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
 - b. toets horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand (indien van toepassing);
 - c. toets horizontale draagkracht in gedraineerde toestand.
3. Toetsing algehele stabiliteit.
4. Toetsing kantelstabiliteit (krachten met grote excentriciteit).
5. Toetsing bezwijken van de constructie door verplaatsing van de fundering.
6. Toetsing zakkingen en zakkingsverschillen:
 - a. bepaling belasting en effectieve afmetingen funderingsvlak;
 - b. berekening spanningsspreiding in de diepte;
 - c. berekening zakking;
 - d. berekening zakkingsverschil;
 - e. toetsing op deformatie-eisen.

De bovengenoemde stappen zijn uitvoerig uiteengezet in paragraaf 6.3. Verwezen wordt ook naar de formules weergegeven in paragraaf 6.3.2 t/m 6.3.7.

Aan de hand van een voorbeeldberekening in de volgende paragraaf wordt verder ingegaan op de berekening van een op staal gefundeerde keermuur.

6.6.4 Voorbeeldberekening 3: op staal gefundeerde keermuur

In het kader van de verbreding van de rondweg A2 te 's Hertogenbosch is in dit voorbeeld een kerende constructie voor de verbreding aan de noordzijde uitgewerkt. Als gevolg van beperkte ruimte bleek een taludoplossing niet mogelijk en is een variant ontworpen bestaande uit een op staal gefundeerde L-muur, zoals weergegeven in figuur 6.6.3. De prefab betonnen L-wand heeft een breedte en hoogte van 2,5 m en is gefundeerd op een niveau NAP +2,1 m.

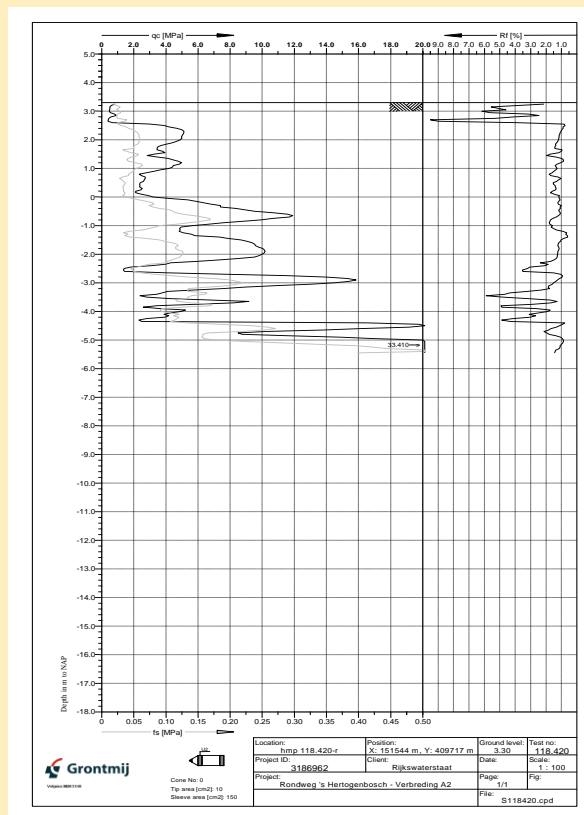


Figuur 6.6.3 Variant L-muur verbreding A2

Op de keermuur is een bovenbelasting van 20 kPa aangehouden voor het wegverkeer (representatieve waarde). Aan de passieve zijde bevindt zich een sloot, zodat een reductie van de passieve gronddruk als gevolg van maaiveldhelling is meegenomen met een hoek $\beta_p = 10^\circ$. Voor de aanvulling is in eerste instantie uitgegaan van een zandaanvulling met een veldvochtig volumegewicht $\gamma_d = 18 \text{ kN/m}^3$.

De bodem is geschematiseerd op basis van sondering hmp 118.420-r (figuur 6.6.4). Voor de bodemopbouw over de invloed diepte is uitgegaan van één homogeen los gepakt zandpakket met een veldvochtig volumegewicht van 17 kN/m^3 en een verzadigd volumegewicht van 19 kN/m^3 (dus rekenwaarde effectief volumegewicht: $\gamma'_d = 7,3 \text{ kN/m}^3$). Het zand is cohesieloos en heeft een hoek van inwendige wrijving $\phi'_{rep} = 30^\circ$. Voor het eigen gewicht van de keermuur is uitgegaan van een volumegewicht van beton van 23 kN/m^3 . Voor de wandwrijving geldt hier: $\delta' = 2/3 \phi'$.

De constructie is beschouwd in RC1 met volledige actieve gronddruk en 50% passieve gronddruk. De mate van vervorming en zakking van de L-wand is buiten beschouwing gelaten, derhalve zijn alleen de stappen 1 t/m 4 (stappenplan 6.2) beschouwd.

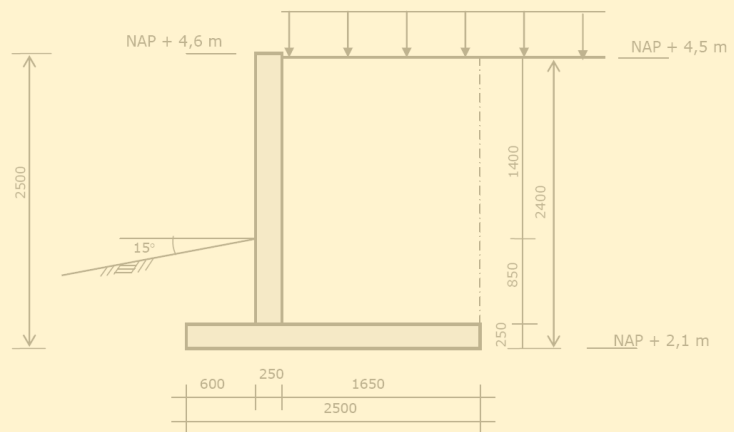


Figuur 6.6.4 Sondering hmp 118.420-r

Figuur 6.6.5.
Schematisatie
Variant L-muur ver-
breiding A2

Voor de toetsing van het draagvermogen kan de constructie als strookfundering worden geschematiseerd (figuur 6.6.5).

Het gemiddelde maaiveldniveau boven de 'hak' van de L-wand ligt op $\text{NAP} + 3,2 \text{ m} - \frac{1}{2} \cdot 0,6 \text{ m} \cdot \tan 10^\circ = \text{NAP} + 3,15 \text{ m}$. Het maaiveldniveau boven het kantelpunt ligt op $\text{NAP} + 3,2 \text{ m} - 0,6 \text{ m} \cdot \tan 10^\circ = \text{NAP} + 3,09 \text{ m}$.



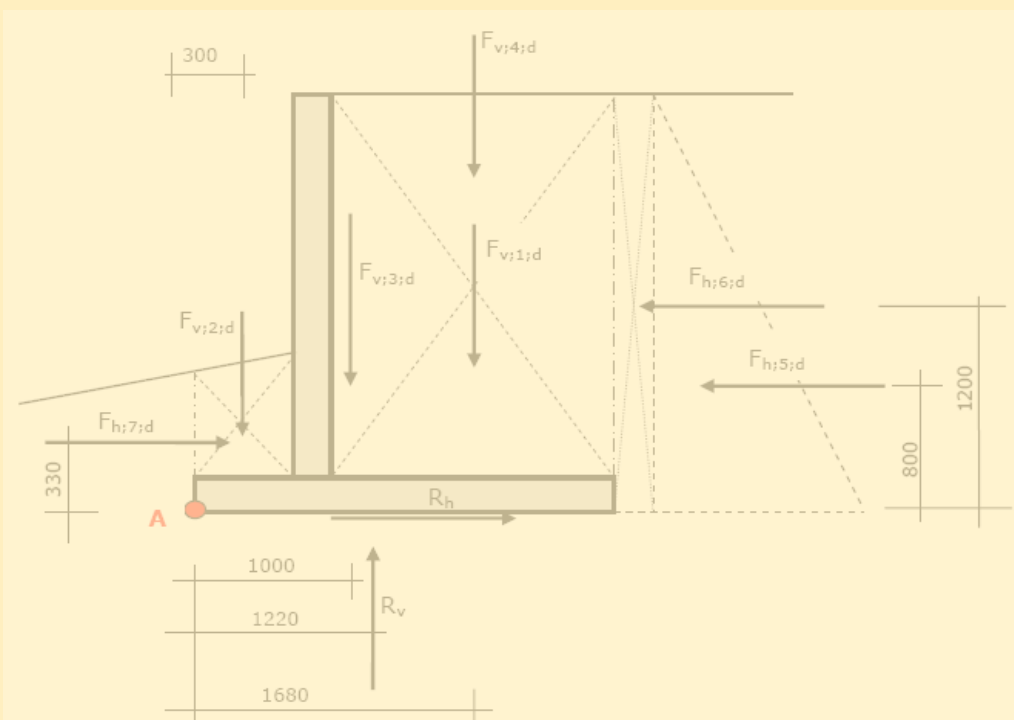
Stap 1a: Bepaling belasting en effectieve breedte

De draagkracht is getoetst in de uiterste grenstoestand voor situatie A (verticale belastingen maximaal, maatgevend voor verticale draagkracht) en situatie B (verticale belastingen minimaal, maatgevend voor toetsing op afschuiven). De totale verticale belasting is opgebouwd uit:

- het eigen gewicht van de L-wand;
- rustende belasting grondmoot op voet van de L-wand;
- de bovenbelasting op de grondmoot, op de voet van de L-wand;
- het gewicht van de grond aan de actieve zijde achter de voet;
- de bovenbelasting op de grond aan de actieve zijde achter de voet (er is geen negatieve kleef uit grondgewicht achter de grondmoot meegenomen).

De keermuur valt in veiligheidsklasse RC1, waardoor de belastingfactoren dienen te worden gecorrigeerd met een factor 0,9. Conform NEN-EN 9997-1 zijn voor keermuren de verticaal rustende belastingen ingedeeld in "groep B" en de belastingen die via horizontale gronddruk op de wand aangrijpen in "groep C".

Figuur 6.6.6.
Schematisering belas-
tingen op Variant L-
muur verbreding A2



Belastingen op L-muur	
Gewicht grondmoot actief	$F_{v;1;d}$
Gewicht grondmoot passief	$F_{v;2;d}$
Eigengewicht L-muur	$F_{v;3;d}$
uniforme q-belasting	$F_{v;4;d}$
Actieve gronddruk achter moot	$F_{h;5;d}$
Actieve q-last achter moot	$F_{h;6;d}$
Passieve gronddruk voor hak	$F_{h;7;d}$

Tabel 6.6.1
Belastingen op L-muur

Voor situatie A wordt uitgegaan van de maximale verticale belasting en maximale horizontale belasting, waarbij conform tabel A.3 van NEN-EN 9997-1 de volgende partiële belastingfactoren van toepassing zijn (uitgaande van een klein aandeel van de veranderlijke belasting):

- eigen gewicht L-wand (groep B): $\gamma_{F;dst} = 1,2 \cdot 0,9 = 1,09$;
- rustende belasting grondmoot boven voet (groep B): $\gamma_{G;dst} = 1,20 \cdot 0,9 = 1,09$;
- bovenbelasting boven voet (groep B): $\gamma_{Q;dst} = 1,5 \cdot 0,9 = 1,35$;
- eigen gewicht grond achter voet (groep C): $\gamma_{G;dst} = 1,0$;
- bovenbelasting op grond achter voet (groep C): $\gamma_{Q;dst} = 1,3 \cdot 0,9 = 1,17$.

Voor situatie B wordt uitgegaan van de minimale verticale bovenbelasting en maximale horizontale belasting:

- eigen gewicht L-wand (groep B): $\gamma_{F;dst} = 0,9$;
- rustende belasting grondmoot boven voet (groep B): $\gamma_{G;dst} = 0,9$;
- bovenbelasting boven voet (groep B): $\gamma_{Q;dst} = 0$;
- eigen gewicht grond achter voet (groep C): $\gamma_{G;dst} = 1,0$;
- bovenbelasting op grond achter voet (groep C): $\gamma_{Q;dst} = 1,3 \cdot 0,9 = 1,17$.

Situatie A

Voor situatie A zijn de verticale belastingen als volgt:

- eigen gewicht L-wand: $F_{v;3;d} = 1,09 \cdot (0,25 \cdot 2,25 \text{ m}^2 + 0,25 \cdot 2,5 \text{ m}^2) \cdot 23 \text{ kN/m}^3 = 29,80 \text{ kN/m}$;
- rustende en veranderlijke belastingen op voet (achterzijde) en hak (voorzijde) L-wand:
 - gewicht grondmoot voet: $F_{v;1;d} = 1,09 \cdot 1,65 \text{ m} \cdot (4,50 - 2,35) \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 69,66 \text{ kN/m}$
 - gewicht grondmoot hak: $F_{v;2;d} = 1,09 \cdot 0,60 \text{ m} \cdot (3,15 - 2,35) \text{ m} \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 9,39 \text{ kN/m}$;
 - uniforme belasting : $F_{v;4;d} = 1,35 \cdot 1,65 \text{ m} \cdot 20 \text{ kPa} = 44,55 \text{ kN/m}$.

De totale verticale belasting wordt:

$$V_d = 69,7 + 9,4 + 29,8 + 44,6 = 153,4 \text{ kN/m}.$$

De horizontale actieve gronddruk wordt berekend uit het eigen gewicht van de grond + bovenbelasting achter de grondmoot. De netto horizontale gronddruk wordt bepaald uit het verschil tussen actieve en passieve gronddruk. Hiervoor zijn de actieve en passieve gronddrukfactoren bepaald op basis van de rekenwaarde van de hoek van inwendige wrijving $\phi'_d = \arctan[(\tan 30^\circ)/1,2] = 25,7^\circ$ een wandwrijvingshoek δ'_d uitgaande van $\delta'_d = 2/3 \cdot \phi'_d$ en de maaiveldhelling $\beta_p = -15^\circ$ (let op de richtingen!!) aan de passieve zijde:

$$K_{a;d} = \frac{\cos^2(25,7^\circ + 0)}{\cos^2(0) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(25,7^\circ + 17,1^\circ) \cdot \sin(25,7^\circ - 0)}{\cos(0 - 17,1^\circ) \cdot \cos(0 + 0)}} \right]^2} = \frac{0,812}{2,419} = 0,336$$

$$K_{p;d} = \frac{\cos^2(25,7^\circ - 0)}{\cos^2(0) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(25,7^\circ - (-17,1^\circ)) \cdot \sin(25,7^\circ + (-10^\circ))}{\cos((-17,1^\circ) - 0) \cdot \cos(0 + (-10^\circ))}} \right]^2} = \frac{0,812}{0,311} = 2,608$$

Conform de eerder genoemde uitgangspunten wordt slechts 50% van de passieve gronddruk in rekening gebracht, zodat $K_{p;50\%;d} = 1,304$. De berekende gronddrukfactoren kunnen voor

cohesieloze grond zowel voor het grondgewicht als voor de bovenbelastingen worden aangehouden. Dit leidt tot de volgende belastingen:

Voor situatie A zijn de horizontale belastingen 5 t/m 7 als volgt:

- actieve druk grond achter moot: $F_{h;5;d} = 0,336 \cdot \frac{1}{2}(4,5 - 2,1)^2 \text{ m}^2 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 17,40 \text{ kN/m}$
- actieve druk q-last achter moot: $F_{h;6;d} = 1,18 \cdot 0,336 \cdot (4,5 - 2,1) \text{ m} \cdot 20 \text{ kPa} = 19,01 \text{ kN/m}$;
- passieve druk grond vóór hak: $F_{h;7;d} = 1,304 \cdot \frac{1}{2} \cdot (3,09 - 2,1)^2 \text{ m}^2 \cdot 18 \text{ kN/m}^3 = 11,60 \text{ kN/m}$.

De netto horizontale gronddruk wordt:

$$H_{net;d} = 17,4 + 19,0 - 11,6 = 24,8 \text{ kN/m}.$$

Teneinde de effectieve breedte te kunnen bepalen, moet de positie van de resultante worden bepaald. Hiervoor is bij elke berekende belasting de afstand van de belasting t.o.v. het kantelpunt **A** (aan het einde van de hak van de L-muur) bepaald en is vervolgens het kantelmoment berekend. De kantelmomenten uit de verticale krachten zijn samengevat in tabel 6.6.2. De kantelmomenten uit de horizontale krachten zijn samengevat in tabel 6.6.3.

Tabel 6.6.2 Berekenende kantelmomenten uit verticale krachten (situatie A)

component	grootheid	$\Delta F_{v;d}$ [kN/m]	hor. afstand t.o.v. A [m]	$\Delta M_{v;Ed}$ [kNm/m]
gewicht grondmoot actief	$F_{v;1;d}$	69,66	1,68	116,68
gewicht grondmoot passief	$F_{v;2;d}$	9,39	0,30	2,82
eigen gewicht keermuur	$F_{v;3;d}$	29,80	1,00	29,83
bovenbelasting (q-last) boven grondmoot	$F_{v;4;d}$	44,55	1,68	74,62
totaal:	V_d	153,40	223,95/153,40 = 1,46	223,95

Tabel 6.6.3 Berekenende kantelmomenten uit horizontale krachten (situatie A)

component	grootheid	$\Delta F_{h;d}$ [kN/m]	vert. afstand t.o.v. A [m]	$\Delta M_{h;Ed}$ [kNm/m]
actieve gronddruk grond achter moot	$F_{h;5;d}$	17,40	0,80	13,92
actieve gronddruk q-last achter moot	$F_{h;6;d}$	19,01	1,20	22,82
passieve gronddruk vóór hak	$F_{h;7;d}$	-11,60	0,33	-3,84
totaal:	$H_{net;d}$	24,82	32,89/24,82 = 1,33	32,89

De verticale resultante bevindt zich dus 1,46 m achter het kantelpunt en ligt in de rechterhelft van de voetplaat wat gunstig is. De horizontale resultante bevindt zich daarbij 1,33 m boven het funderingsniveau. Het totale kantelmoment bedraagt: $M_{tot;A;Ed} = -223,95 + 32,89 = -191,06 \text{ kNm/m}$. Deze is kleiner dan 0, dus dat zou betekenen dat de L-wand niet kantelt.

Om de horizontale resultante naar funderingsniveau te kunnen verschuiven, moet de verticale resultante verschoven worden richting het kantelpunt met waarde x.

Hiervoor geldt:

$$x = \frac{\sum \Delta M_{h;E;d}}{\sum \Delta F_{v;d}} = \frac{32,89}{153,40} = 0,214 \text{ m}$$

Voor de effectieve breedte volgt:

$$b' = 2 \cdot (1,46 - 0,214) = 2,49 \text{ m}$$

Situatie B

Voor situatie B zijn de kantelmomenten uit de verticale krachten en horizontale krachten samengevat in tabel 6.6.4 en 6.6.5.

component	grootheid	$\Delta F_{v;d}$ [kN/m]	hor. afstand t.o.v. A [m]	$\Delta M_{v;Ed}$ [kNm/m]
gewicht grondmoot actief	$F_{v;1;d}$	57,47	1,68	96,26
gewicht grondmoot passief	$F_{v;2;d}$	7,75	0,30	2,32
eigen gewicht wand	$F_{v;3;d}$	24,58	1,00	24,61
bovenbelasting	$F_{v;4;d}$	0	-	0
totaal:	V_d	89,80	$123,20/89,80 = 1,37$	123,20

Tabel 6.6.4 Berekenende kantelmomenten uit verticale krachten (situatie B)

Component	grootheid	$\Delta F_{h;d}$ [kN/m]	vert. afstand t.o.v. A [m]	$\Delta M_{h;Ed}$ [kNm/m]
actieve gronddruk grond achter moot	$F_{h;5;d}$	17,40	0,80	13,92
actieve gronddruk q-last achter moot	$F_{h;6;d}$	19,01	1,20	22,82
passieve gronddruk vóór hak	$F_{h;7;d}$	-11,60	0,33	-3,84
totaal:	$H_{net;d}$	24,82	$36,18/27,55 = 1,31$	32,89

Tabel 6.6.5 Berekenende kantelmomenten uit horizontale krachten (situatie B)

Ook in situatie B is het totale kantelmoment kleiner dan nul, zodat geen kantelen optreedt. De verschuiving x bedraagt:

$$x = \frac{\sum \Delta M_{h,E,d}}{\sum \Delta F_{v;d}} = \frac{32,89}{89,80} = 0,366 \text{ m}$$

Voor b' volgt in situatie B:

$$b' = 2 \cdot (1,37 - 0,366) = 2,01 \text{ m}$$

Stap 1b: Bepaling invloedsdiepte

De invloedsdiepte is niet van belang, aangezien de ondergrond als één homogene grondlaag is beschouwd.

Stap 1c: Verticale draagkracht in ongedraineerde toestand

De ongedraineerde toestand is niet relevant, aangezien de ondergrond bestaat uit niet-cohesieve lagen.

Stap 1d: Verticale draagkracht in gedraineerde toestand

Voor de niet-cohesieve zandondergrond zijn de cohesiefactoren niet relevant. Voor de toetsing van het verticaal draagvermogen is situatie A maatgevend. Voor de draagkrachtsfactoren geldt op basis van tabel 6.3.2 met $\varphi'_{gem;d} = 25,7^\circ$ volgt:

$$N_q = 11,5 \text{ en } N_\gamma = 10,1$$

De reductiefactoren ten gevolge van een horizontale kracht H_d in de richting van breedte B ($\kappa = 90^\circ$) zijn voor situatie A (met formule 6.3.21 en 6.3.22) als volgt:

$$i_q = \left(1 - \frac{0,7 \cdot 27,6}{153,4 + 0}\right)^3 = 0,67 \quad \text{en} \quad i_\gamma = \left(1 - \frac{27,6}{153,4 + 0}\right)^3 = 0,55$$

De hellingreductiefactoren bij de helling $\beta = 10,0^\circ$ bedragen (formule 6.3.26 en 6.3.27):

$$\lambda_q = (1 - \tan 10^\circ)^{1,9} = 0,69$$

$$\lambda_\gamma = (1 - 0,5 \tan 10^\circ)^6 = 0,57$$

Met een dekking $\sigma'_{v;z;d} = (3,09 - 2,1) \text{ m} \cdot 18,0 / 1,1 \text{ kN/m}^3 = 16,3 \text{ kPa}$ volgt voor de verticale draagkracht van maatgevende situatie A uit formule 6.3.12 en 6.3.13:

$$\sigma'_{v;\max;d} = 16,3 \cdot 11,5 \cdot 0,70 \cdot 0,69 + \frac{1}{2} \cdot 2,49 \cdot 7,3 \cdot 10,1 \cdot 0,59 \cdot 0,57 = 120,94 \text{ kPa}$$

$$R_{v;d} = 120,94 \cdot 2,49 = 301,3 \text{ kN/m} \geq V_d \text{ dus situatie A voldoet.}$$

Stap 1e: Doorponsen bij gelaagde grond

Toetsing van geval c is niet relevant, aangezien de ondergrond is geschematiseerd met één homogene laag.

Stap 1f: Zijdelings wegpersen (squeezing) voor ongedraineerde toestand

Squeezing is niet relevant, aangezien de ondergrond bestaat uit niet-cohesieve lagen.

Stap 2a: Bepaling horizontale belasting voor toetsing horizontaal afschuiven

Voor de toetsing van de weerstand tegen horizontaal afschuiven is belastingsituatie B maatgevend, waarbij geldt: $V_d = 89,8 \text{ kN/m}$ en $H_d = 24,8 \text{ kN/m}$. De effectieve breedte bedraagt: $b' = 2,01 \text{ m}$.

Stap 2b: Horizontale draagkracht in ongedraineerde toestand

De ongedraineerde toestand is niet relevant, aangezien de ondergrond bestaat uit niet-cohesieve lagen.

Stap 2c: Horizontale draagkracht in gedraineerde toestand

Situatie B met minimum verticale belasting $V_d = 89,8 \text{ kN/m}$ is maatgevend voor het horizontaal draagvermogen.

Voor het gedraineerde horizontaal draagvermogen geldt met $\delta'_d = \frac{2}{3}\varphi = 17,1^\circ$:

$$R_{h;d} = 89,8 \cdot \tan 17,1^\circ = 27,7 \text{ kN/m}$$

De passieve gronddruk (tabel 6.6.5) $F_{h;7;d} = R_{p;d} = 11,6 \text{ kN/m}$ is reeds aan de belastingzijde meegenomen ($H_{net;d} = F_{h;5;d} + F_{h;6;d} + F_{h;7;d} = 17,4 + 19,01 - 11,6 = 24,82 \text{ kN/m}$).

Voor de toetsing van de weerstand tegen afschuiven geldt dan:

$$R_{h;d} = 27,7 \text{ kN/m} \geq H_{net;d} \text{ dus afschuifweerstand (situatie B) voldoet.}$$

Stap 3: Toetsing algehele stabiliteit

Een aanvullende stabiliteitsberekening is benodigd, als de taludhelling $\beta > 0,5 \cdot \varphi'_{gem;d}$. Dit is hier niet het geval, aangezien $\beta = 10^\circ > 0,5 \cdot 25,7^\circ = 12,9^\circ$.

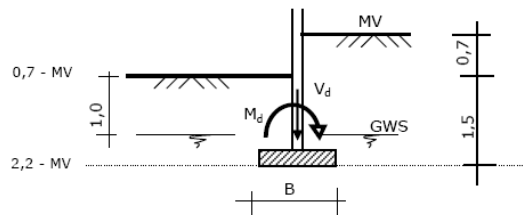
Stap 4: Toetsing kantelstabiliteit

Volgens NEN-EN 9997-1 geldt in de UGT dat een aanvullende berekening van het bezwijkvlak in de andere richting in combinatie met een dekking gelijk aan 0 niet aan de orde is, aangezien voor maatgevende situatie B geldt, dat $b' = 1,94 > 1/3 \cdot B = 0,83$.

6.7 Activeringsvragen

Opgave 6.1

Gegeven is een strokenfundering met een aanlegniveau van 2,2m onder maaiveld. Op de fundering werken de krachten $V_d = 200$ kN en $M_d = 80$ kNm. De grondwaterstandstaat 1,7 m – MV.



Grondsoort	b.k. laag [m+MV]	γ_d [kN/m ³]	γ_n [kN/m ³]	c' [kPa]	ϕ' [°]
Leem, zandig	+0,0	17	19	0	27,5
Zand	+2,2	19	21	0	30,0

Beschouw bovenstaande situatie.

- Teken de mogelijke bezwijkmechanismen.
- Bereken de draagkracht van de grond op een aanlegniveau van 2,2 m – MV.
- Stel de aanlegbreedte op 1,5 m. Is deze dan voldoende breed?
- Bepaal de minimale breedte van de fundering.

Opgave 6.2

Beschouwd wordt de fundering op staal uit paragraaf 6.3.8. Als uit een aanvullende stabiliteitscontrole met een glijcirkel-analyse blijkt, dat een steilere taludhelling mogelijk is, wat zou dan volgens formules (6.3.25) t/m (6.3.27) de maximaal haalbare helling zijn, waarbij de verticale gedraineerde draagkracht nog zou voldoen voor belastingsituatie A?

Opgave 6.3

Bereken de verticale draagkracht uit opgave 6.1. Wordt er voldaan aan de eisen van het verticaal draagvermogen?

Opgave 6.4

Beschouw de horizontale draagkracht uit opgave 6.1. Wordt er voldaan aan de eisen van het horizontale draagvermogen?

Opgave 6.5

Stel dat de fundering op staal uit paragraaf 6.3.8 zou kunnen worden ontworpen op basis van betrouwbaarheidsklasse RC1. Wat zou dat voor gevolg hebben voor de minimaal vereiste breedte van de strook, uitgaande van stap 1a t/m 1f?

Opgave 6.6

Beschouwd wordt de funderingsbalk uit paragraaf 6.4.3. Stel dat de kolom een dikte heeft van 600 mm (vierkant). wat zou dat voor consequenties hebben op de effectieve lengte? (tip: zie ook figuur 6.4.3).

Opgave 6.7

Tot hoever zou de kolombelasting uit opgave 6.5 mogen toenemen, gelet op de draagkracht van de ondergrond?

Opgave 6.8

Beschouwd wordt de L-wand uit paragraaf 6.6.4. In de sondering S118.420-r blijkt de teruggang tussen NAP +1,0 en +0,0 m te duiden op een minder sterke laag, bestaande uit kleiig zand, waardoor de hoek van inwendige wrijving 27,5° bedraagt. Welke bovenbelasting zou nu

nog mogen worden toegepast, teneinde te kunnen voldoen aan zowel de verticale als aan de horizontale draagkracht?

Opgave 6.9

Als toch een bovenbelasting van 20 kPa moet worden aangehouden, moet de funderingsbelasting worden gereduceerd door in plaats van zand met licht ophoogmateriaal te gaan aanvullen. Wat is het maximaal toelaatbare (gemiddelde) volumegewicht van de aanvulling, ervan uitgaande dat deze nimmer onder water kan komen te staan?

6.8 Referenties

- [6.1] NEN-EN 1997-1:2005 Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels;
ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, maart 2005
- [6.2] NEN-EN 1997-1:2005/NB:2008 Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1
ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, augustus 2008
- [6.3] NEN-EN 9997-1:2009 Geotechnisch ontwerp van constructies - Samenstelling van:
NEN-EN 1997-1:2005 Geotechnisch ontwerp - Deel 1: Algemene regels;
NEN-EN 1997-1/NB:2008 Nationale bijlage bij NEN-EN 1997-1;
NEN 9097-1: Aanvullende bepalingen voor het geotechnisch ontwerp (ontwerp).
ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, september 2009
- Bron [6.3] omvat tevens bron [6.1] en [6.2]. In geval er specifiek wordt verwezen naar [6.3] dan betreft dit Aanvullende bepalingen, die niet per sé van toepassing zijn in andere EU-lidstaten. De aanvullende bepalingen zijn niet als apart document uitgebracht.
- [6.4] NEN-EN 1997-2:2007 Geotechnisch ontwerp - Deel 2: Grondonderzoek en beproe-
ving
ICS 91.080.01; 93.020; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, augustus 2007
- [6.5] NEN-EN 1990:2002 Grondslagen van het constructief ontwerp
ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, december 2002
- [6.6] NEN-EN 1990:2002/NB: 2007 Nationale bijlage bij NEN-EN 1990
ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut ; Delft, november 2008
- [6.7] NEN-EN 1991-1-1:2002 Belastingen op constructies, Deel 1-1: Algemene belastingen
- Volumieke gewichten, eigen gewicht en opgelegde belastingen voor gebouwen
ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, december 2002
- [6.8] NEN-EN 1991-1-1:2002/NB:2007 Nationale bijlage bij NEN-EN 1991-1-1
ICS 91.010.30; 91.080.01; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, november 2007
- [6.9] NEN-EN 1991-2:2003 Belastingen op constructies, Deel 2: Verkeersbelastingen op
bruggen ICS 91.010.30; 93.040; Nederlands Normalisatie Instituut; Delft, oktober 2003
- De Nationale bijlagen betreffen voornamelijk de partiële factoren die van toepassing zijn op de in Nederland van toepassing zijnde Ontwerpbenadering OB3.
- [6.10] Handleiding Grondmechanica en funderingstechniek
cursusmap CGF 1; SBC Elsevier Opleidingen BV
- [6.11] Cours de mécanique des sols
Enseignement T6-T9: Fondations et soutènements
Ecole nationale des ponts en chaussées ; Paris, 1992-1993
- [6.12] Foundation Analysis and Design
fifth edition; Joseph E. Bowles; ISBN 0-07-114811-6; Singapore, 1997
- [6.13] Foundation Design & Construction
sixth edition; M.J. Tomlinson and R. Boorman; ISBN 0-582-22697-X
Edinburgh Gate, Harlow, 1995
- [6.14] Mechanica van Constructies - elastostatica van slanke structuren
A.L.Bouma; ISBN 90 6562 114 8 cip; Delftsche uitgeversmaatschappij (DUM);
Delft, augustus 1989

- [6.15] Land + Water
editie januari/februari 1990; VNU business publications; Misset Doetinchem
- [6.16] Handboek funderingen
Stichting Bouwresearch; ISBN 90-70011-12-3; 's-Gravenhage, oktober 2000
- [6.17] Herziene richtlijnen voor funderingen op staal (was 6.4)
W.J. Heijnen; Stichting BouwResearch (SBR); ISBN 90-5367-029-7; Rotterdam, 1991
- [6.18] CROW-publicatie 155
ISBN 90-6628-339-4; Ede, 1 juli 2001
- [6.19] CUR handleiding 166, Damwandconstructies
vierde druk; Civieltechnisch Centrum Uitvoering Research en Regelgeving
ISBN 90-3760-063-8; Gouda, oktober 2005
- [6.20] Calibratiestudie opstellen nationale Bijlage Eurocode 7
H. Jansen, A. van Seters, D. Bouwmeester en R. Vervoorn
Fugro, document 1004-0043-001, versie 5; Leidschendam, 2 september 2005
- [6.21] VROM Publicatie P29
- [6.22] Designers'Guide to EN 1997-1, Eurocode 7
R. Frank, C. Bauduin, R. Driscoll, M. Kavvadas, N. Krebs Ovesen, T. Orr.
and B. Schuppener; ISBN 0 7277 3154 8; London, 2004
- [6.23] Cursusmap Eurocode 7, de norm, de kunde, de praktijk
C. Bauduin; Technologisch Instituut K VIV; Antwerpen, 14 en 22 juni 2000
- [6.24] EAU
Empfehlungen des Arbeitsausschusses; 'Ufereinfassungen' Häfen und Wasserstraßen;
1996