



Uitgangspunten stallenbouw op basis van de NEN-EN 1998-1:2004, NEN-EN 1998-5:2005 en de NPR9998:2015

ONDERDEEL	STALLENBOUW
OPDRACHTGEVER	Nederlandse Aardolie Maatschappij b.v. Postbus 2800 9400 HH Assen
OPGESTELD DOOR	ir. W.B. van der Linde
GECONTROLEERD DOOR	ing. H.J. Hoorn RC
GOEDGEKEURD DOOR	ir. M.J. Durian RO
DATUM	08-12-2016
VERSIE	v01
REVISIE	A
STATUS	DEFINITIEF

Zonneveld ingenieurs b.v.
Postbus 4398
3006 AJ Rotterdam
Delftseplein 27
3013 AA Rotterdam
Tel +31(0)10 452 88 88
Fax +31(0)10 452 95 50
info@zonneveld.com
www.zonneveld.com

DISCLAIMER

Dit rapport bevat een leidraad waarin een berekeningsmethode voor stallenbouw is uitgewerkt om te voldoen aan de grenstoestand NC van de NPR9998:2015 (nl), publicatie december 2015. De aangegeven berekening zal voor elk project variëren en dient te worden aangepast aan de constructieve uitgangspunten van het te berekenen project. De initiatiefnemer/hoofdconstructeur van een project is verantwoordelijk voor de juiste toepassing van de in dit rapport gehanteerde normen/voorschriften.

Zonneveld ingenieurs en/of Nederlandse Aardolie Maatschappij BV aanvaardt geen enkele aansprakelijkheid voor de bouwwerken die mede met de leidraad in dit rapport tot stand worden gebracht en/of de financiële gevolgen die uit het gebruik van dit rapport voortvloeien. De indiener en hoofdconstructeur blijven verantwoordelijk en aansprakelijk voor de bouwconstructies die in dit rapport worden behandeld.

Inhoudsopgave

Voorwoord	3
1. Inleiding	4
2. Inleiding tot berekeningsmethode	5
Uitgangspunten	5
Benodigde toetsingen	6
3. Stappenplan	7
4. Aandachtspunten detaillering in verband met ductiliteit	9
5. Aandachtspunten fundering en de mogelijke verweking van de ondergrond	11
6. Rekenvoorbeeld	14
7. Slotwoord	24

Voorwoord

Voor het ontwerp van een aardbevingsbestendige stal dienen constructieberekeningen volgens de NEN-EN 1998-1:2004, NEN-EN 1998-5:2005 en de NPR 9998:2015 (december 2015) te worden gemaakt.

De initiatiefnemer of opdrachtgever van een bouwproject dient hiervoor een constructieadvies aan te vragen. Als het constructieadvies wordt ingediend volgens deze leidraad zal het beoordelingsproces sneller verlopen omdat dan in een keer alle gewenste informatie kan worden aangeleverd. De initiatiefnemer wordt verzocht deze leidraad aan hun constructieadviseur ter beschikking te stellen.

1. Inleiding

Ten behoeve van het bepalen van een aardbevingsbelasting volgens de nationale voorschriften heeft Zonneveld Ingenieurs deze leidraad opgesteld. Uitgangspunt voor deze leidraad zijn de NEN-EN 1998-1:2004, NEN-EN 1998-5:2005 en de NPR 9998:2015 (december 2015). Deze leidraad is specifiek opgesteld voor de nieuwbouw van stallen waarvan de hoofddragconstructie een staalconstructie is.

Deze leidraad bevat uitgangspunten, ontwerpadviezen en een te hanteren stappenplan voor het definiëren van een aardbevingsbelasting volgens de *zijdelingse belastingmethode*. De *zijdelingse belastingmethode* is de meest eenvoudige rekenwijze om aan te tonen dat een project aardbevingsbestendig kan worden gebouwd. Voor meer geavanceerde methoden dient NEN-EN 1998 te worden geraadpleegd.

De berekening van een aardbevingsbelasting conform deze methode mag slechts worden toegepast indien aan de uitgangspunten voldaan wordt. Vervolgens kan het stappenplan gehanteerd worden om de belasting te bepalen waarbij de ontwerpadviezen in overweging genomen kunnen worden.

2. Inleiding tot berekeningsmethode

Aardbevingsberekeningen dienen voor de Nederlandse situatie gebaseerd te worden op NPR9998:2015 [1], EN1998-1:2004 [2] en NEN-EN 1998-5:2005 [3]. Voorwaarden voor de toepassing van de verschillende analyse methoden worden gepresenteerd in [1] Tabel4.1. Deze is hieronder weergegeven.

Regelmaat		Toegelaten vereenvoudiging		Gedragfactor q
Horizontaal vlak (plattegrond)	Verticaal vlak (verticale doorsnede)	Model	Lineair-elastische berekeningsmethode	(voor lineaire berekeningsmethodes)
Ja	Ja	Vlak	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Ja	Nee	Vlak	Modaal	Verlaagde waarde
Nee	Ja	Ruimtelijk	Zijdelingse belasting	Referentiewaarde
Nee	Nee	Ruimtelijk	Modaal	Verlaagde waarde

Uitgangspunten

Berekeningsmethode

Uitgangspunt voor deze leidraad is dat gebruik gemaakt kan worden van de zijdelingse belastingmethode met een vlak model. Dientengevolge is constructieve regelmaat van de constructie in het horizontale vlak (plattegrond) en in het verticale vlak (verticale doorsnede) vereist. Dit zal bij een stalen stal bestaande uit een bouwlaag normaliter het geval zijn. Of de constructie hieraan voldoet dient gecontroleerd te worden aan de hand van [1] §4.2.3.2 respectievelijk [1] §4.2.3.3.

Grenstoestanden

In [2] worden drie grenstoestanden onderscheiden:

1. Near Collapse (NC): bouwconstructie staat vrijwel op instorten
2. Significant Damage (SD): significante beschadiging
3. Damage Limitation (DL): beperkte schade

De grenstoestand NC dient te allen tijde te worden beschouwd terwijl de toestanden SD en DL optioneel kunnen worden beschouwd. Deze leidraad richt zich alleen op controle van de grenstoestand NC.

Gevolgklassen

Gevolgklasse CC1 uit NEN-EN1990 is voor de beschouwing van aardbevingen in [1] opgesplitst in CC1B (gebouwen of delen daarvan, die binnen twee weken na een aardbeving te herstellen zijn), CC1C (gebouwen niet bestemd voor het verblijf van mensen) en CC1A (gebouwen niet vallend onder B en C). Voor CC1C wordt ontwerp op aardbevingsbelastingen niet noodzakelijk geacht, omdat het verlies van mensenlevens nagenoeg is uitgesloten, en/of zeer kleine of nagenoeg verwaarloosbare economische of sociale gevolgen of gevolgen voor de omgeving aan de orde zijn. Een stal valt in gevolgklasse CC1B volgens [1].

Ductiliteitsklassen

Ductiliteit of vervormbaarheid is de mate waarin een materiaal of constructie een plastische vervorming toelaat. De mate van ductiliteit is in [2] gecategoriseerd in ductiliteitsklassen. Hierin zijn de categorieën lage ductiliteit (DCL), medium ductiliteit (DCM) en hoge ductiliteit (DCH) te onderscheiden. Lage ductiliteit (DCL) wordt voor nieuwbouw alleen aanbevolen voor gebieden met een lage seismische activiteit ($a_{g,d} < 0,04$ g voor staalbouw). Voor nieuw te bouwen constructies mogen in het toepassingsgebied van [1] uitsluitend de ductiliteitsklassen DCM en DCH worden toegepast. Hiervoor dient de constructie te voldoen aan de ontwerp- en detailleringregels voor dissipatief constructiegedrag van stalen constructies gegeven in [2] §6.5.

Constructie typen

Deze leidraad is bedoeld voor een constructie die uit slechts een bouwlaag bestaat. Bij een stalen stal zal in het algemeen sprake zijn van een momentvast portaal, een raamwerk met concentrisch verband of een combinatie hiervan.

Fundering/kelder

Een stalen stal, welke slechts uit een bouwlaag bestaat, zal in het algemeen niet gefundeerd worden op palen. Voor de hand liggend is het toepassen van een fundering op staal. Hieronder vallen ook een fundering op poeren of fundering op de kelder, in het geval dat een mestkelder wordt toegepast.

Benodigde toetsingen

Om op een relatief eenvoudige wijze te kunnen vaststellen of de aardbevingsbelastingcombinatie wel of niet maatgevend is, kan d.m.v. de zijdelingse belastingmethode een bovengrens van de aardbevingsbelasting worden vastgesteld. Bij stalen stallen wordt normaliter een lichte dakconstructie toegepast. In dat geval zal de fundamentele belastingcombinatie met wind bijna altijd maatgevend zijn boven de aardbevingsbelastingcombinatie. Indien dit aangetoond wordt, hoeft de constructie verder niet op de horizontale aardbevingsbelasting te worden getoetst.

Er zal echter altijd aangetoond dienen te worden dat wordt voldaan aan de benodigde eisen voor ductiliteitsklasse DCM. Bovendien dient na gegaan te worden of er elementen getoetst dienen te worden op verticale seismische belasting ([1] §4.3.3.5.2). Voor stalen stallen zou dit bijvoorbeeld een spant met overspanning van 20m of meer kunnen zijn. Naast het toetsen van de (stalen) constructie op de aardbevingsbelasting, dient ook de fundering getoetst te worden. Hierbij dient ook verweking van de ondergrond beschouwd te worden, zie [1] §10 en [3] §5.4.1.

3. Stappenplan

Voor de controle berekening van een stalen stal op een locatie waar aardbevingsbelasting volgens NPR9998:2015 relevant is (zie [1] Figuur 3.1), wordt aanbevolen de volgende stappen te doorlopen:

Stap 1:	Bepaal alle relevante verticale belastingen.	(NEN-EN1991-1-1)
Stap 2:	Bepaal de windbelasting op het gebouw in beide hoofdrichtingen.	(NEN-EN1991-1-4)
Stap 3:	Controleer of het gebouw voldoet aan de eisen voor constructieve regelmaat voor de zijdelingse belastingmethode	(NPR 9998:2015)
Stap 4:	Bepaal de bovengrens van de aardbevingsbelasting met de zijdelingse belastingmethode.	(NPR 9998:2015/ NEN-EN1998-1:2004)
Stap 5:	Vergelijk de totale ontwerp aardbevingsbelasting met de ontwerp windbelasting en stel vast welke maatgevend is.	
Stap 6:	Ga na of er constructieve elementen zijn die dienen te worden gecontroleerd op de verticale component van de seismische belasting.	(NPR 9998:2015)
Stap 7:	Controleer de constructie met de maatgevende belastingcombinatie.	
Stap 8:	Controleer of de constructieve elementen voldoen aan de ductiliteitseisen.	(NPR 9998:2015/ NEN-EN1998-1:2004)
Stap 9:	Controleer de fundering en de mogelijke verweking van de ondergrond.	(NPR 9998:2015/ NEN-EN1998-1:2004)

Nadere toelichting en normatieve verwijzingen bij het stappenplan:

Stap 3: Of de constructie hier aan voldoet dient gecontroleerd te worden aan de hand van [1] §4.2.3.2 respectievelijk [1] §4.2.3.3.

Stap 4: De volgende substappen dienen te worden doorlopen:

- | | | |
|----|--|-----------------|
| a) | Bepaal k_{ag} voor NC: (= 1,4 bij gevolgklasse CC1B) | [1] Tabel 2.1 |
| b) | Bepaal $a_{g,ref}$ afhankelijk van de bouwlocatie | [1] Figuur 3.1 |
| c) | Bepaal het geschikte ontwerpresponspectrum, afhankelijk van de bodemcondities van de bouwlocatie | [1] Figuur 3.2 |
| d) | Kies ductiliteitsklasse | [2] Tabel 6.1 |
| e) | Bepaal gedragsfactor q : ($q=4$ voor gangbare constructietypen) | [2] Tabel 6.2 |
| f) | Bepaal trillingstijd T_1 | [2] Formule 4.6 |
| g) | Bereken $S_d(T_1)$, afhankelijk van het geschikte ontwerpresponspectrum | [1] §3.2.2.3 |
| h) | Bepaal totale gebouwmassa m | [1] §3.2.4 |
| i) | Bepaal afschuifkracht t.p.v. fundering F_b en $\lambda = 1,0$ | [1] §4.3.3.2.2 |
| j) | Bepaal verdeling van de horizontale seismische krachten over de hoogte F_i | [1] §4.3.3.2.3 |
| k) | Bepaal bijkomende torsie-effecten | [1] §4.3.3.2.4 |

- Stap 5:** Gebruik voor het vergelijk van de belastingen de bijbehorende belastingfactoren voor gevolgklasse CC1. (NEN-EN1990/NB: Tabel NB.5/NB.7)
Controleer of $1,0 * F_b * \gamma_M < 1,35 * F_w$
- Stap 7:** Voor controle van de constructie dient voor aardbevingsbelastingen voor alle constructieve elementen, met inbegrip van de verbindingen, te worden voldaan aan $E_d \leq R_d$, waarbij $R_d = R\{f_k / \gamma_m\} / \gamma_M$ met $\gamma_m = 1,0$ en $\gamma_M = 1,1$. [1] Tabel 2.1
[1] Formule 4.27
[1] Formule 4.27a
- Stap 8:** Zie hiervoor hoofdstuk 4.
- Stap 9:** Zie hiervoor hoofdstuk 5.

4. Aandachtspunten detaillering in verband met ductiliteit

Algemeen

Voor nieuwbouw dient volgens [1] uitgegaan te worden van ontwerpconcept b) *dissipatief constructief gedrag*, als beschreven in [2] §6.1.2. Hiervoor dient vastgesteld te worden waar de dissipatieve zones zich in de constructie zullen bevinden. Hierbij kan gekozen worden voor in de elementen of voor in de verbindingen. Voor de onderdelen die zich in de niet-dissipatieve zones bevinden dient aangetoond te worden dat deze voldoende oversterkte hebben ten opzichte van de dissipatieve onderdelen. Hiervoor dient voldaan te worden aan de eisen in [2] §6.2 t/m §6.10.

Om eenvoudig te kunnen aantonen dat de constructie aan alle eisen voldoet en om voorgespannen boutverbindingen te vermijden, wordt aanbevolen de dissipatieve zones in de elementen te kiezen en niet in de verbindingen.

De meest geschikte methode om de oversterkte van de niet-dissipatieve onderdelen te kunnen bewijzen voor een stalen stal is gebruik te maken van [2] §6.2 (3) a). Hierbij dient aangetoond te worden dat de werkelijke maximale vloeispanning van de dissipatieve elementen $f_{y,max}$ kleiner is dan $1,1 * \gamma_{ov} * f_y$, waarbij $\gamma_{ov} = 1,25$ aangehouden dient te worden. Aan deze voorwaarde zal bij toepassing van gelijke materiaalkwaliteiten voor alle onderdelen vrijwel altijd worden voldaan.

Hieronder zal voor de relevante constructietypen van stalen stallen aangegeven worden welke aanvullende controles noodzakelijk zijn.

Momentvast portaal

Uitgangspunt van deze beschouwing is dat de dissipatieve zones in de elementen gekozen worden. Aanvullende eisen t.o.v. ontwerp waar aardbeving niet relevant is:

- De dissipatieve elementen die op druk of buiging belast worden, moeten minimaal van doorsnedeklasse 3 zijn, zie [2] Tabel 6.3. Aanbevolen wordt voor de betreffende kolommen en liggers profielklasse 1 toe te passen, zodat een gedragsfactor $q=4$ gebruikt kan worden. Zie stap 4e) uit het stappenplan. Voor staalkwaliteit S235 vallen alle gebruikelijke IPE-profielen en HE-profielen hieronder, m.u.v. HEA260/HEA280/HEA300.
- Op plaatsen waar de plastische scharnieren gedacht zijn in liggers dient gecontroleerd te worden of voldaan wordt aan de beperking voor normaalkracht en dwarskracht als aangegeven in [2] §6.6.2 (2).
- Op plaatsen waar de plastische scharnieren gedacht zijn in de kolomvoet dient gecontroleerd te worden of voldaan wordt aan de beperking voor de dwarskracht als aangegeven in [2] §6.6.3 (4).

- Momentverbindingen dienen voldoende oversterkte te hebben. Dit kan aangetoond worden door gebruik te maken van de formule $M_{Rd} \geq 1,1 * \gamma_{ov} * M_{pl,Rd}$ met $V_{Rd} \geq V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$ ([2] §6.6.4 en §6.5.5). Dit zal leiden tot zwaardere verbindingen dan normaal gebruikelijk. Extra aandachtspunt hierbij is afschuiving van het kolomlijf t.p.v. de verbinding met de ligger. Een diagonaal schot kan hier uitkomst bieden om voldoende oversterkte te bereiken.

Raamwerk met concentrisch diagonaal verband

Voor een eenvoudige beschouwing dient uitgegaan te worden van een systeem waarin alleen de diagonalen op trek meegerekend worden voor de elastische krachtsverdeling. Normaal gesproken zullen deze d.m.v. een boutverbinding verbonden worden aan de kolommen en liggers. De dissipatieve zones bevinden zich in de trek diagonalen.

Aanvullende eisen t.o.v. ontwerp waar aardbeving niet relevant is:

- De verbinding dient zo ontworpen te worden dat de rekenwaarde van de bezwijkkracht van de nettodoorsnede t.p.v. de gaten groter is dan de rekenwaarde van de normaalkracht bij vloeien van de diagonaal, zie [2] §6.5.4 (1) en NEN-EN1993-1-1 §6.2.3 (3). Om dit te bereiken is het toepassen van een opdikplaat op de verbandstaaf een praktische oplossing.
- De boutverbinding van de dissipatieve diagonalen dient voldoende oversterkte te hebben. Dit kan aangetoond worden door gebruik te maken van de formule $R_d \geq 1,1 * \gamma_{ov} * R_{fy}$ ([2] Formule 6.1).
- De kolommen en liggers waaraan de diagonalen verbonden zijn dienen voldoende oversterkte te hebben. Dit zal in het algemeen het geval zijn als de u.c. van de kolommen en diagonalen een factor $1,1 * \gamma_{ov}$ lager is dan de u.c. van de diagonalen, zie [2] §6.7.4.

Conclusie

Bij een constructie waarbij de horizontale stabiliteit wordt verzorgd door concentrische verbanden zullen de maatregelen t.g.v. aanvullende eisen m.b.t. ductiliteit beperkter zijn dan bij een constructie bestaande uit momentvaste portalen. Voor beide constructietypen kan echter op relatief eenvoudige manier worden aangetoond dat voldoende ductiliteit aanwezig is door de verbindingen met oversterkte te ontwerpen.

5. Aandachtspunten fundering en de mogelijke verweking van de ondergrond

Verweking

Vanuit geotechnisch oogpunt kan het ontstaan van verweking een van de grootste gevaren zijn tijdens een aardbeving. Bij volledige verweking verliest de ondergrond bijna al zijn sterkte, en is er sprake van een sterk verlies aan draagkracht. Tevens kunnen daarbij grote vervormingen (zowel grondverplaatsingen als verdichting) ontstaan ([1] §10.1).

Niet in alle situaties behoeft bij de toetsing van de constructies rekening te worden gehouden met verweking van de ondergrond. Voor klei en veen mag worden verondersteld dat deze niet verweken. In [3] §4.1.4(2)P wordt aangegeven dat, wanneer er sprake is van dikke zandlagen beneden grondwaterstand, of wanneer de grondwaterstand nabij maaiveld is gelegen, dat dan de verwekingsgevoeligheid moet worden bepaald.

In de volgende situaties wordt het vervolgens acceptabel geacht dat het aspect verweking niet wordt meegenomen in de berekeningen van een fundering op staal (zie [1] §10.1 en [3] §4.1.4 (7)):

- Indien de zandlagen gevonden worden op een diepte onder maaiveld van 15m of meer.
- Indien zandlagen voorkomen hoeven deze niet in beschouwing te worden genomen indien de dikte minder is dan 0,5m en tevens de dikte van de klei- en veenlagen tussen de zandlagen meer is dan 1m.
- Indien de veiligheid tegen verweking minimaal 2,0 bedraagt.
- Er hoeft geen rekening te worden gehouden met verweking indien de ontwerp piekgrondversnelling aan het maaiveld kleiner is dan 0,1g.

Voor de overige gevallen moet het optreden van verweking worden meegenomen in de toetsing van de fundering.

Toetsing

a. Fundering op staal

Toetsing fundering

Er dient gecontroleerd op bezwijking door afglijden en door onvoldoende draagcapaciteit, zie [3] §5.4.1.1.

Ervan uitgaand dat de bovenzijde van de funderingsbalken zich boven grondwaterstand bevinden, dient afglijden gecontroleerd te worden aan de hand van $V_{Ed} \leq F_{Rd} + E_{pd}$. Daarnaast dient de draagcapaciteit gecontroleerd te worden. De fundering dient getoetst toe worden onder een optredende combinatie van N_{Ed} , V_{Ed} en M_{Ed} , waarbij de relevante krachten aan de grond overgedragen kunnen worden zonder dat er substantiele permanente vervormingen optreden, zie [2] §5.3.2.

Verweking wordt in deze berekening meegenomen door te rekenen met een hogere waterspanning (op basis van $r_{u;d}$) of met een lagere sterkte van de grond. Indien gerekend wordt met een lagere sterkte voor (gedeeltelijk) verweekt zand moet ook gerekend worden met een gereduceerde hoek van inwendige wrijving $\varphi_{liq,k}$. Benodigde parameters, zoals γ_L , $r_{u;d}$ en $\varphi_{liq,k}$ kunnen worden bepaald aan de hand van [1] §10.2.1 en [1] bijlage E.

Indien bovenstaande toets niet voldoet, kan een gedetailleerde berekening worden gemaakt waarbij onderscheid wordt gemaakt naar de verschillende tijdstippen gedurende en na de aardbeving, zie [1] §10.2.1.

Toetsing van vervormingen ([1] §10.2.3)

De zakking van de fundering in geval van een aardbeving moet worden getoetst. De totale optredende vervorming van de fundering tijdens en na de beving (zetting, zijdelings wegpersen (squeeze) en eventueel verlies van stabiliteit) als gevolg van aardbevingsbelasting moet als buitengewone belasting in rekening worden gebracht. Tijdens de aardbeving gelijktijdig met de buitengewone belasting die als gevolg van de aardbeving aangrijpt op die bouwconstructie. Tijdens en na de aardbeving in combinatie met permanente belastingen en nominale waarde van de gebruiksbelasting. De combinatie van de belastingen tijdens en na de aardbeving mag niet tot gevolg hebben dat de criteria van grenstoestand NC worden overschreden.

In aanvulling op de totale optredende vervorming moet rekening worden gehouden met de effecten van een verschilvervorming. De effecten van de verschilvervorming gecombineerd met de effecten van de aardbevingsbelasting mogen niet leiden tot overschrijding van de NC-criteria van de bouwconstructie.

b. Fundering op poeren

Op dezelfde wijze als bij de fundering op staal dient het optreden van verweking meegenomen te worden in de toetsing van de fundering en zettingen.

c. Fundering op kelder

Op dezelfde wijze als bij de fundering op staal dient het optreden van verweking meegenomen te worden in de toetsing van de fundering en zettingen. Daarbij dient de fundering zelf in het vlak gecontroleerd te worden, onder de eigen belasting en de horizontale krachten geïnduceerd door de bovenconstructie, zie [3] §5.4.1.3(2).

Het is echter zo dat bij stallen, die (gedeeltelijk) onderkelderd zijn, meestal niet het bezwijken van de fundering, maar het opdrijven van de kelder het relevante schade mechanisme is (zie [1] §10.2.2). De berekening voor toetsen van opdrijven moet worden uitgevoerd volgens NEN 9997-1 §10.2.

Indien onder de kelder grondlagen voorkomen waarin wateroverspanning kan ontstaan, moet worden gecontroleerd of de kelder kan opdrijven, door een controle van het

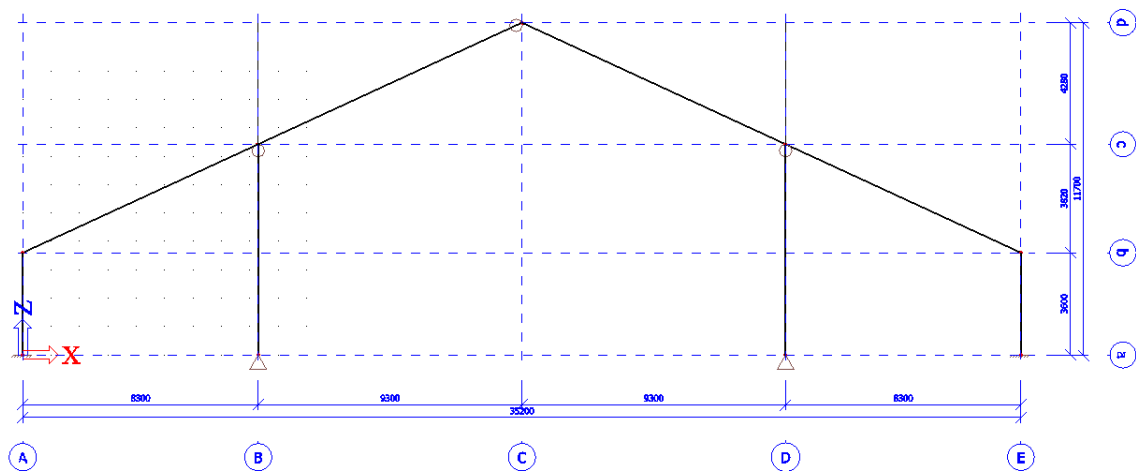
verticale evenwicht van het pand. De in rekening te brengen wateroverspanning is de wateroverspanning in de ondergrond direct naast de kelder. Voor de bovenbelasting, uitgaande van gunstig werkend eigen gewicht (belastingfactor 0,9) en nominale waarden van de gebruiksbelasting (vermenigvuldigd met ψ_0) moet worden uitgegaan van een lage schatting ([1] §10.2.2).

In deze leidraad wordt er vanuit gegaan de inhoud van de mestkelder zich gedraagt als een stijve massa (rigid impulsive component) waarvan de versnelling gelijk is aan de versnelling van de grond. Indien dit niet het geval is kan er een opslingereffect optreden. Daarnaast zal er bij een stijve massa geen sloshing optreden. In het geval er wel sprake is van sloshing, wordt verwezen naar NEN-EN 1998-4:2007.

6. Rekenvoorbeeld

Stel een ligboxen stal in Loppersum met doorsnede als onder weergegeven. Spanten h.o.h. 7,2m. Omdat dit een voorbeeld is zal wind en aardbeving slechts in 1 richting bekeken worden. Dit zal loodrecht op de dwarsdoorsnede van het gebouw zijn. Normaal dient deze ook voor de langsrichting uitgevoerd te worden. De methodiek hiervoor is gelijk. Voor controle van de langsrichting is aan het einde van dit voorbeeld alleen een beschouwing van ductiliteitseisen voor een systeem met kruisverbanden opgenomen.

Raster1



Stap 1: Bepaal alle relevante verticale belastingen

Vloeren/daken

Dak stal

Eigengewicht dakconstructie
 zonnepanelen (dak zuidzijde stal)
 v.b. > 20 graden ($\psi_0 = 0$)
 sneeuw $\mu_1 * C_e * C_t * S_n \leq 30$ graden ($\psi_0 + \psi_2 = 0$)
 $S_n = S_k * 0.75$ (NEN EN 1991-1-3 bijlage D)

G	Q	
0,12		kN/m ²
0,20		
	0,00	-
	0,42	
0,32	0,42	kN/m ²

Begane grond

Bij een aardbeving heeft het gewicht van de begane grond, fundering en de bedding van de fundering invloed op de responsbelasting van de bovenbouw. Deze invloed is te verwaarlozen als de versnelling van de begane grond gelijk is aan de versnelling van de grond. Aangenomen wordt dat dit laatste het geval is en zodoende is de belasting van de begane grond voor deze staalberekening niet relevant.

E.G. Gevels

Langsgevel stal: $p_b = 0.15$ kN/m² excl. constructie

Stap 2: Bepaal windbelasting op het gebouw

$$p_w = c_s c_d * c_f * q_p(z_e) * C_{prob}$$

$$c_s c_d = h < 100 \text{ m. en } \frac{h}{d} < 4, = > 1,0$$

$$c_f = c_{pe;10:D} + c_{pe;10:Z}$$

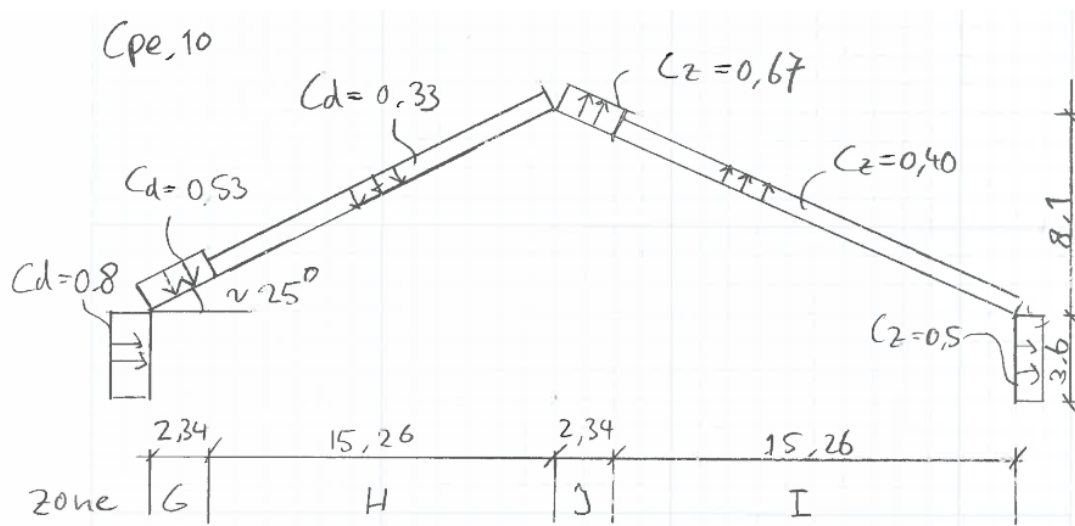
Windwrijving blijft buiten beschouwing in dit rekenvoorbeeld.

$$q_p(z_e) = \text{Gebied II, onbebouwd}$$

$$=> z_e = h; \text{ stal} = 11,7 \text{ m.} => 0,90 \text{ kN/m}^2$$

$$C_{prob} = 0,92 \text{ (T = 15 jaar)}$$

De uitwendige drukcoëfficiënten $C_{pe,10}$ zijn in onderstaande figuur gegeven voor de stal met $h/d < 1,0$, $e = 2h = 23,4 \text{ m} => e/10 = 2,34 \text{ m}$ voor zone G en J.



Voor een strook van 7,2m breedte is de totale horizontale windbelasting gelijk aan:

$$F_w = A * c_f * q_p(z_e) * C_{prob}$$

$$= A * C_{pe} * 0,90 * 0,92$$

$$= 7,2 * [3,6 * (0,8 + 0,5) + (2,34 * 0,53 + 15,26 * 0,33 +$$

$$2,34 * 0,67 + 15,26 * 0,40) * \sin(25)] * 0,90 * 0,92$$

$$= 7,2 * [11,2] * 0,9 * 0,92$$

$$= 66,8 \text{ kN}$$

Stap 3: Controleer of het gebouw voldoet aan de eisen voor de constructieve regelmaat voor de zijdelingse belastingmethode

In dit rekenvoorbeeld wordt uitgegaan van een stal met een momentvast portaal dat zich ieder stramien repeteert. Er is dus regelmatigheid in horizontaal vlak (plattegrond). De stalen bovenbouw bestaat in principe uit een bouwlaag. Er is dus regelmatigheid in verticaal vlak (verticale doorsnede). De zijdelingse belastingmethode mag worden toegepast.

Stap 4: Bepaal de bovengrens van de aardbevingsbelasting met de zijdelingse belastingmethode

Stap 4a: Bepaal k_{ag}

[1] Tabel 2.1

Alleen grenstoestand NC (Near Collapse) wordt beschouwd. Het gebouw valt in gevolgklasse CC1B (gering gevaar voor verlies van mensenlevens en binnen twee weken te herstellen). Er is sprake van nieuwbouw.

$$k_{ag} = 1,4$$

Stap 4b: Bepaal $a_{g,ref}$ afhankelijk van de bouwlocatie

[1] Figuur 3.1

De bouwlocatie is Loppersum.

$$a_{g,ref} = 0,36g$$

$$a_{g;d} = k_{ag} * a_{g,ref} = 1,4 * 0,36 = 0,504g$$

Stap 4c: Bepaal het geschikte ontwerpresponspectrum, afhankelijk van de bodemcondities van de bouwlocatie.

[1] Figuur 3.2

In dit rekenvoorbeeld wordt uitgegaan dat de grond binnen 10m¹ vanaf maaiveld geen veen pakketten of lagen met veel organisch materiaal van samen ten minste 1m¹ dik bevat. Bovendien is $v_{s;30} < 250m/s$ volgens [1] Figuur 3.0.

Het geschikte ontwerpresponspectrum is ontwerpresponspectrum voor 'normale bodemcondities' volgens [1] §3.2.2.2.

Stap 4d: Kies ductiliteitsklasse

[2] Tabel 6.1

Neem DCM, minimum voor nieuwbouw in toepassingsgebied van NPR9998:2015 (dec 2015) conform [1] §6.1.2.

Stap 4e: Bepaal gedragsfactor q ($q=4$ voor gangbare constructietypen)

[2] Tabel 6.2

Er is sprake van een momentvast portaal. De maximale gedragsfactor q voor DCM bedraagt $q=4$. Hiervoor dient voor de dissipatieve elementen gekozen te worden voor profielen met doorsnedeklasse 1 ([2] Tabel 6.3). Dit zal later gecontroleerd worden.

Voor grenstoestand NC mag de waarde zijn vermenigvuldigd met 1,33 volgens [1] 3.2.2.2.3.

$$q = 1,33 * 4 = 5,32 [-]$$

Stap 4f: Bepaal trillingstijd T_1

[2] Formule 4.6

$$\begin{aligned}
 T_1 \text{ (eerste aanname)} &= C_t * H^{3/4} \\
 &= 0,085 * 11,7^{3/4} \\
 &= 0,54 \text{ sec} \\
 C_t &= 0,085 \quad \text{(Momentvast portaal)} \\
 H &= 11,7\text{m}^1 \quad \text{(Top van spant t.o.v. bovenkant fundering)}
 \end{aligned}$$

T_1 (alternatief) = $2 * d^{1/2}$
 met d is de elastische topuitbuiging waarbij het verticale gewicht horizontaal op de constructie is aangebracht.

Stap 4g: Bepaal $S_d(T_1)$

[1] §3.2.2.3

Het elastisch responspectrum wordt gedefinieerd door de volgende uitdrukkingen:

$$\begin{aligned}
 T = 0 & \quad S_d(T) = \frac{S_{MS}}{3} \\
 0 < T \leq T_B & \quad S_d(T) = \frac{S_{MS}}{3} * \left(1 + \frac{T}{T_B} * \left[\frac{3}{q} - 1\right]\right) \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_d(T) = \frac{S_{MS}}{q} \\
 T_C \leq T & \quad S_d(T) = \frac{\left(\frac{S_{M1}}{T^2}\right)}{q}
 \end{aligned}$$

De volgende parameters zijn aangehouden voor de berekening van het responspectrum:

			<i>Opmerkingen</i>
$a_{g;ref}$	=	0,36 [g]	
k_{ag}	=	1,4 [-]	
η	=	1,0 [-]	
S_s	=	1,109 [g]	$S_a = 2,2 * a_{g;ref} * k_{ag}$
S_1	=	0,330 [g]	$S_1 = 0,654 * a_{g;ref} * k_{ag}$
F_a	=	0,993 [-]	$F_a = -0,50 * \ln(a_{g;ref} * k_{ag}) + 0,65$
F_v	=	2,002 [-]	$F_v = -0,87 * a_{g;ref} * k_{ag} + 2,44$
S_{MS}	=	1,101 [g]	$S_{MS} = F_a * S_a$
S_{M1}	=	0,660 [g]	$S_{M1} = F_v * S_1$
T_B	=	0,155 [s]	$T_B = 0,2 * T_C$
T_C	=	0,774 [s]	$T_C = \sqrt{S_{M1}/S_{MS}}$

Uit bovenstaande volgt dat $T_B < T_1 = 0,54 < T_C$ en de waarde van het ontwerppectrum bij trillingsperiode T_1 bedraagt:

$$S_d(T) = \frac{S_{MS}}{q} = \frac{1,101}{5,32} = 0,207\text{g}$$

Stap 4h: Bepaal totale gebouwmassa m

[1] §3.2.4

De totale gebouwmassa m wordt bepaald met [1] Formule 3.17:

$$m = \sum G_{k,j} + \sum \Psi_{E,i} * Q_{k,i}$$

Voor deze voorbeeldberekening wordt een beschouwing voor een spant gebruikt. Voor de staalconstructie wordt aangehouden 0.08 kN/m^2 dakvlak/gevel.

Totale eigen gewicht van een 7,2m brede strook is:

Gevel	G_{gevel}	=	$7,2\text{m} * 2 * 3,6\text{m} * (0,15 + 0,08)$	=	11,9 kN
Dakdeel met zonnepanelen	$G_{\text{dak;zp}}$	=	$7,2\text{m} * 17,6\text{m} * (0,32 + 0,08)$	=	50,7 kN
Dakdeel zonder zonnepanelen	$G_{\text{dak;norm}}$	=	$7,2\text{m} * 17,6\text{m} * (0,12 + 0,08)$	=	25,3 kN
Totale massa	m	=	$(11,9 + 50,7 + 25,3) * 10^3 / 9,81$	=	8960 kg

Voor de opgelegde belasting wordt gebruik gemaakt van een momentaanfactor:

$$\Psi_{E,i} = \varphi * \Psi_{2,i} \quad ([1] \text{ Formule 4.2})$$

$$\varphi = 1,0 \text{ (dak)} \quad ([1] \text{ Tabel 4.2})$$

$$\Psi_{2,i} = 0,0$$

In dit voorbeeld hoeft geen veranderlijke belasting meegerekend te worden.

De totale gebouwmassa m voor de aardbevingsbelasting bedraagt 8960 kg voor een 7,2m brede strook.

Stap 4i: Bepaal afschuifkracht t.p.v. fundering F_b en $\lambda = 1,0$

[1] §4.3.3.2.2

De afschuifkracht als gevolg van de seismische belasting ter plaatse van de fundering F_b wordt bepaald met [1] Formule 4.5:

$$F_b = S_d(T_1) * m * \lambda$$

$$S_d(T_1) = 0,207 \text{ g}$$

$$m = 8960 \text{ kg}$$

$$\lambda = 1,0 \text{ [-]} \quad (\text{gebouw met een bouwlaag})$$

$$F_b = 0,207 * 8960 * 1,0 * 9,81$$

$$= 18,2 \text{ kN}$$

Stap 4j: Bepaal verdeling van de horizontale seismische krachten over de hoogte F_i

[1] §4.3.3.2.3

Aangezien het gebouw is beschouwd als zijnde een bouwlaag zal de horizontale belasting F_i gelijk zijn aan F_b . Voor een conservatieve benadering kan het aangrijpingspunt gekozen worden in de punt van het spant.

$$F_i = F_b$$

$$= 18,2 \text{ kN}$$

Stap 4j: Bepaal bijkomende torsie-effecten

[1] §4.3.3.2.4

Er is sprake van horizontale en verticale regelmatigheid. De zijdelingse stijfheid en massa zijn symmetrisch verdeeld. De belastingeffecten in individuele belasting afdragende elementen (resultierend uit toepassing van bepaalde F_i) dienen te worden vermenigvuldigt met factor δ . Er wordt gerekend met een vlak constructiemodel, waardoor:

$$\delta = 1 + 1,2 \frac{x}{L_e}$$

δ = Factor voor bijkomende torsie-effecten

x = Afstand van het beschouwde element tot het zwaartepunt van het gebouw in de plattegrond, gemeten loodrecht op de richting van de seismische belasting onder beschouwing

L_e = Afstand tussen de twee verst uit elkaar gelegen horizontale belasting afdragende elementen, gemeten loodrecht op de richting van de seismische belasting onder beschouwing

In de verst uit elkaar gelegen horizontale belasting afdragen elementen bedraagt de factor voor bijkomende torsie-effecten:

$$\delta = 1 + 1,2 * 0,5 = 1,6$$

$$\begin{aligned} F_{i;t} &= F_b * \delta \\ &= 29,1 \text{ kN} \end{aligned}$$

Stap 5: Bepaal of aardbevingsbelasting maatgevend is

De aardbevingsbelasting F_b wordt vergeleken met de windbelasting F_w :

$$\begin{aligned} 1,0 * F_b * \gamma_M &\leftrightarrow 1,35 * F_w \\ 32,0 \text{ kN} &< 90,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Horizontale aardbevingsbelasting is niet maatgevend. Gezien het grote verschil is verdere verfijning voor bepaling van de aardbevingsbelasting niet noodzakelijk.

Een zelfde beschouwing dient voor de langsrichting uitgevoerd te worden.

Stap 6: Ga na of er constructieve elementen zijn die dienen te worden gecontroleerd op de verticale component van de seismische belasting

De rekenwaarde van de piekgrondversnelling in verticale richting is gelijk aan de rekenwaarde van de piekgrondversnelling in horizontale richting ([1] Formule 3.20):

$$\begin{aligned} a_{g;d;vert} &= a_{g;ref} * k_{ag} \\ &= 4,9 \text{ m/s}^2 \\ &> 2,5 \text{ m/s}^2 \end{aligned}$$

De verticale component van de belasting moet in rekening worden gebracht op de elementen zoals genoemd in [1] §4.3.3.5.2. Er zijn echter geen elementen aanwezig die genoemd worden in [1] §4.3.3.5.2. Er hoeft voor deze constructie geen verticale aardbevingbelasting in rekening te worden gebracht.

Stap 7: Controleer de constructie met de maatgevende belasting-combinatie

Omdat aardbeving niet maatgevend is kan de constructie op de gebruikelijke manier verder ontworpen worden. Dit wordt in dit voorbeeld niet verder uitgewerkt. Voor verdere beschouwing worden de volgende profiel afmetingen gekozen:

Kolommen	HEA200	S235
Liggers	IPE500	S235

Stap 8: Controleer of de constructieve elementen voldoen aan de ductiliteitseisen

De dissipatieve zones worden gekozen in de kolommen t.p.v. de voeten en aan het uiteinde van de liggers.

Controle doorsnedeklasse

HEA220 S235; Doorsnedeklasse 1 = > o.k.
IPE500 S235; Doorsnedeklasse 1 = > o.k.

Bepaling rekenwaarde moment voor vorming plastische scharnieren

HEA220 S235; $M_{pl,Rd} = 134 \text{ kNm}$
IPE500 S235; $M_{pl,Rd} = 516 \text{ kNm}$

Uit de plastische momentweerstand volgt dat de dissipatieve zone zich niet t.p.v. het liggereinde zal bevinden maar aan de bovenzijde van de kolom. Volgens [2] §6.6.1 (1) is dit toegestaan voor constructies bestaande uit een bouwlaag.

Bepaling maximale vloeisterkte voor dissipatieve elementen

Alleen de kolommen zijn dissipatieve elementen. De maximaal toelaatbare vloeisterkte van de kolommen moet voldoen aan ([2] §6.2 (3) a)):

$$f_{y,max} \leq 1,1 * \gamma_{ov} * f_y; \text{ met } \gamma_{ov} = 1,25 \text{ en } f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$
$$\leq 323 \text{ N/mm}^2$$

Dit dient nagegaan te worden aan de hand van de materiaalcertificaten.

Bepaling ontwerp verbindingskrachten

De momentverbinding tussen ligger en kolom moet minimaal ontworpen worden op de volgende verbindingskrachten:

$$M_{Rd} \geq 1,1 * \gamma_{ov} * M_{pl,Rd}; \quad \text{gecombineerd met } V_{Rd} \geq V_{Ed}$$
$$M_{Rd} \geq 1,1 * 1,25 * 134$$
$$= 184 \text{ kNm}$$
$$V_{Rd} \geq V_{Ed} = \text{rekenwaarde dwarskracht ligger t.p.v. de aansluiting.}$$

De momentverbinding tussen kolom en fundering moet minimaal ontworpen worden op de volgende verbindingskrachten:

$$M_{Rd} \geq 1,1 * \gamma_{ov} * M_{pl,Rd} \quad \text{gecombineerd met } V_{Rd} \geq V_{Ed}$$
$$M_{Rd} \geq 1,1 * 1,25 * 134$$
$$= 184 \text{ kNm}$$
$$V_{Rd} \geq V_{Ed} = \text{rekenwaarde dwarskracht kolom t.p.v. de aansluiting.}$$

Controle dwarskracht beperking kolom

Er dient gecontroleerd te worden of wordt voldaan aan $V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0,5$ ([2] §6.6.3 (4)):

Stel:

$$V_{Ed} = 46 \text{ kN}$$
$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} = 46/280 = 0,16 \leq 0,5 = > \text{o.k.}$$

Toetsing langsrichting

Als aanvulling op het voorbeeld volgt hier een beschouwing van ductiliteitseisen voor een kruisverband, deze zou kunnen worden toegepast voor de horizontale krachtsafdracht in langsrichting. Uitgangspunt is opnieuw dat de windbelasting maatgevend is en dat voldaan moet worden aan de ductiliteitseisen voor DCM en $q=4$. De diagonalen zijn aangewezen als dissipatieve elementen.

Alleen de diagonalen zijn dissipatieve elementen. De maximaal toelaatbare vloeisterkte van de diagonalen moet voldoen aan ([2] §6.2 (3) a)):

$$f_{y,max} \leq 1,1 * \gamma_{ov} * f_y; \text{ met } \gamma_{ov} = 1,25 \text{ en } f_y = 235 \text{ N/mm}^2$$
$$\leq 323 \text{ N/mm}^2$$

Dit dient nagegaan te worden aan de hand van de materiaalcertificaten.

Het dient aanbeveling om een minimale doorsnede voor de verbandstaven te kiezen om zo grote ontwerp-aansluitkrachten te vermijden.

De u.c. van de aangrenzende kolommen en liggers dient een factor $1,1 * \gamma_{ov}$ ($1,1 * 1,25 = 1,38$) lager te zijn dan die van de kruisverbanden. Dit om te voorkomen dat deze bezwijken voor vloeien in de verbanden optreedt. Deze dienen dus overgedimensioneerd te worden t.o.v. normaal.

Stel kruisverbanden in gevel strip 130x6 S235

Rekenwaarde normaalkracht bij vloeien:

$$N_{pl,Rd} = A * f_y / \gamma_{M0}$$
$$= 130 * 6 * 235 * 10^{-3} / 1,00$$
$$= 183 \text{ kN}$$

Bepaling ontwerp verbindingsskracht ([2] §6.1):

$$R_d \geq 1,1 * \gamma_{ov} * R_{fy}$$
$$R_d = 1,1 * 1,25 * 183$$
$$= 252 \text{ kN}$$

Neem bouten 3 x M20-8.8:

$$F_{V,Rd} = 3 * 94,1$$
$$= 282 \text{ kN} > 252 \text{ kN} \Rightarrow \text{o.k.}$$

Een opdikplaat zal noodzakelijk zijn, neem strip 100x6 S235

Controle netto doorsnede:

Bouten M20-8.8 \Rightarrow Gaten rond 22mm

$$N_{u,Rd} = 0,9 * A_{net} * f_u / \gamma_{M2}$$
$$= 0,9 * [(130-22) + (100-22)] * 6 * 360 * 10^{-3} / 1,25$$
$$= 289 \text{ kN} > 183 \text{ kN} \Rightarrow \text{o.k.}$$

Controle stuik van de verbinding:

Stel: eindafstand $e_1 = 30\text{mm}$, tussenafstand $p_1 = 60\text{mm}$

$$F_{b;Rd,eind} = 77,7 \text{ kN}$$

$$F_{b;Rd,tussen} = 114,0 \text{ kN}$$

$$F_{b;Rd} = 77,7 + 2 * 114,0 = 305,8 \text{ kN} > 282 \text{ kN}$$

Door toepassing van de opdikplaat wordt de totale plaatdikte 12mm t.p.v. de verbindingen en zal stuik van de bouten niet maatgevend zijn.

Stap 9: Controleer de fundering en de mogelijke verweking van de ondergrond

De fundering blijft buiten beschouwing in dit voorbeeld.

7. Slotwoord

In deze leidraad wordt een toelichting gegeven op een methode voor het berekenen van een stalconstructie op een aardbevingsbelasting.

Deze methode zal vrijwel altijd toepasbaar zijn voor een stalen stal bestaande uit een bouwlaag.