

De keuze om een bouwproject deels of geheel in prefab-betonelementen uit te voeren dient te zijn gebaseerd op een aantal afwegingen, die in paragraaf 5.1 aan de orde komen. De draagconstructie van een gebouw, maar ook de gevel is vaak economisch in prefab beton uit te voeren, maar de keuze daarvoor is van vele factoren afhankelijk. Na deze afwegingen wordt de aandacht verlegd naar het bouwen in prefab beton. In paragraaf 5.2 wordt aandacht besteed aan de diverse bouwmethodieken, maar ook aan maatsystemen, elementvormen en het belang van een verantwoorde keuze van het gewicht van elementen, in relatie tot transport - en montagemogelijkheden. In paragraaf 5.3 wordt meer in detail ingegaan op de samenhang in en de detaillering van een gebouw, opgebouwd uit prefab-betonelementen. In paragraaf 5.4 wordt stabiliteit uitgebreid behandeld. In paragraaf 5.5 wordt aangegeven hoe prefab-betonelementen worden voorgespannen en hoe de vereiste voorspanning wordt berekend.

*Auteur: prof.ir. H.W. Bennenk, TU/e en Adviseur BELTON
ir. R.N.J. Huijben, Delphi Engineering BV*

5 ONTWERPEN EN CONSTRUEREN

Inhoudsopgave

5.1	<i>Afwegingen om prefab beton toe te passen</i>	3
5.1.1	Kwaliteit	
5.1.2	Specifieke mogelijkheden	
5.1.3	Bouwtijd, bouwsnelheid	
5.1.4	Het bouwterrein	
5.1.5	Kosten	
5.1.6	De uitvoering	
5.1.7	Prefab beton en de constructeur	
5.2	<i>Bouwmethodieken</i>	12
5.2.1	Utiliteitsbouw met dragende binnenspouwbladen en kanaalplaatvloeren	
5.2.2	Parkeergarages	
5.2.3	Kantoor- en woongebouwen uitgevoerd met sandwichelementen	
5.2.4	Hallen	
5.2.5	Montage direct vanaf de wagen	
5.2.6	Een grote repetitie is geen voorwaarde meer.	
5.2.7	Volledig of deels toepassen van prefab beton	
5.2.8	Enkelschalige gevelelementen	
5.2.9	Bijzonder betonelementen	
5.3	<i>Het ontwerpen met prefab beton</i>	38
5.3.1	Maatsysteem	
5.3.2	Elementafmetingen en -vorm	
5.3.3	Basisregels voor de ontwerper	
5.3.4	Ontwerpeisen volgens het Bouwbesluit	
5.3.5	De basiselementen	
5.3.6	Draagconstructie, stabiliteit en dilataties	
5.3.7	Details	
5.3.8	Toleranties	
5.4	<i>Stabiliteit, nader bezien</i>	65
5.4.1	Rekenvoorbeeld: prefab kolom	
5.4.2	Het constructief ontwerp op gebouwniveau	
5.4.3	Stabiliteit van het evenwicht	
5.4.4	Bepaling stabiliteit bij windbelasting	
5.5	<i>Voorspannen</i>	78
5.5.1	Voorspannen met voorgerekt staal versus nagerekt staal	
5.5.2	De voorspaninrichting	

- 5.5.3 Centrisch voorspannen en de spanningsverdeling
- 5.5.4 Excentrisch voorgespannen elementen
- 5.5.5 Samengestelde constructies
- 5.5.6 Berekening van het breukmoment

Bijlagen 104

- I Rekenvoorbeeld kanaalplaatvloeren
- II Toleranties producten
- III Rekenvoorbeelden toleranties
- IV Inventieve prefab oplossing maakt montage eenvoudiger - *Cement*, 2000 nr. 1
- V Wonen op een parkeergarage - *Cement*, 2000 nr. 6
- VI Het LEVO-systeem - *Cement*, 2000 nr. 3
- VII Prefab-betonconstructies en het ingenieursvak - *Cement*, 2000 nr. 6
- VIII Construeren in prefab beton is een specialisme - *Cement*, 2002 nr. 6

Literatuurlijst

- [5.1] NEN 6000, Modulaire coördinatie voor gebouwen.
- [5.2] Oplegging van kanaalplaten in voorgespannen beton op wanden; rapport van STUPRÉ-commissie 37.
- [5.3] NEN 3682, Maatcontrole in de bouw; algemene regels en aanwijzingen.
- [5.4] NEN 6702, Technische Grondslagen voor Bouwconstructies (TGB) 1990; Belastingen en Vervormingen.
- [5.5] Voorgespannen Beton, prof.dr.ir. J.C. Walraven/ir. J.C. Galjaard; BetonPraktijkreeks 3, een uitgave van Stichting BetonPrisma, 1^e druk 1997.
- [5.6] NEN 6720, Voorschriften Beton. Constructieve eisen en rekenmethoden (VBC), 1995.
- [5.7] Verbindingen in prefab (binnenspouwbladen, balken en kolommen in de utiliteitsbouw); uitgave BELTON Woerden.
- [5.8] Gevels in prefab; uitgave BELTON Woerden.
- [5.9] Prefab beton in de woningbouw; uitgave BELTON/BEVLON Woerden.

Onderstaande referenties zijn wel in het brondocument als verwijzingen opgenomen, maar niet in de tekst zelf.

- [5.10] Gebouwen in geprefabriceerd beton, prof.dr.ir. J.C. Walraven/ing. J.P. Straman; collegedictaat g26 TU Delft.
- [5.11] Mechanica van constructies (Elasto-statica van slanke structuren), prof.ir. A.L. Bouma; collegedictaat TU Delft in boekvorm.
- [5.12] Stabiliteit, Raamwerken & Kernen; dictaat Betonvereniging bij cursus "Betonconstructeur BV".
- [5.13] College geprefabriceerd beton 7P680, prof.ir. H.W. Bennenk; collegedictaat TU Eindhoven.
- [5.14] De kracht van dragende wanden, delen 1, 2 en 3, prof.ir. H.W. Bennenk; publicaties *BELTON Magazine* 1999.
- [5.15] Dragende gevels (krachtswerking in een dragende gevel van geprefabriceerde betonelementen); Stupré Commissie Q, januari 1981.
- [5.16] Dragende gevelelementen. deel III; Stupré Commissie Q, september 1987.
- [5.17] Geprefabriceerde stabiliteitsconstructies; STUPRÉ-rapport nr. 18, 1989.
- [5.18] Constructief ontwerpen in beton, ir. W.C. Vis & ing. R. Sagel; *Cement en Beton* 24, uitgave Stichting BetonPrisma.
- [5.19] Plannings and design handbook on precast building structures; FIP Commission on Prefabrication, May 1994.
- [5.20] Diverse artikelen in blad *Cement*, uitgave van Stichting ENCI Media, 's-Hertogenbosch.
- [5.21] Diaphragm action of hollow cored floors, Cholewicki and Elliott; publicaties in BFT, *Betonwerk- + Fertigteil-Technik*.
- [5.22] Stabiliteit voor ontwerpers, D. Dicke; 1991.

5.1 AFWEGINGEN OM PREFAB BETON TOE TE PASSEN

Het kiezen voor het toepassen van prefab beton is het resultaat van een afweging die een opdrachtgever, ontwerper, constructeur of aannemer elke keer opnieuw moet maken. De argumenten vóór het toepassen, zijn dezelfde als die tot het niet toepassen van prefab beton kunnen leiden.

De afweging die men maakt betreft de aspecten:

- kwaliteit;
- specifieke mogelijkheden;
- bouwtijd;
- bouwterrein;
- kosten;
- uitvoering.

Deze aspecten worden in de navolgende paragrafen één voor één besproken.

5.1.1 Kwaliteit

In dit verband betreft het zowel de kwaliteit van het *product* als van het *proces*. In de bedrijven is *specifieke kennis* aanwezig ten aanzien van het product, de elementen en de toepassing daarvan. De elementen worden in een fabriek vervaardigd onder geconditioneerde omstandigheden. De middelen van het bedrijf zijn afgestemd op het gevraagde product. Het bedrijf heeft ervaren medewerkers, die zijn opgeleid voor de specifieke taken in het proces van voorbereiding en productie.

Er is sprake van een 'beheerst' proces, mede gezien het ISO 9000 systeem dat in vele bedrijven wordt gehanteerd. De bedrijven zijn in staat ook per project een specifiek kwaliteitsplan te maken en het project conform de eisen vastgelegd in het kwaliteitsplan uit te voeren. Het produceren in een bedrijf levert de mogelijkheid om hogere producteigenschappen te bereiken.

Die hogere producteigenschappen betreffen onder meer de karakteristieke betondruksterkte, die veelal met B 45 wordt aangeduid voor gewapende elementen en B 55, B 65 voor voorgespannen elementen. Leveringen van elementen met beton B 95 of B 105 zijn geen uitzonderingen meer.

Met de toepassing van ZVB, zelfverdichtend beton, in de fabriek is B 75 zonder extra inspanning te produceren. Zodra CUR-Aanbeveling 37 voor hogesterktebeton (HSB), in 2003 is aangepast, zal men naar verwachting B 75 in ruime mate gaan toepassen, zeker in civiele projecten.

Voor toepassingen van HSB zie foto 5.001.

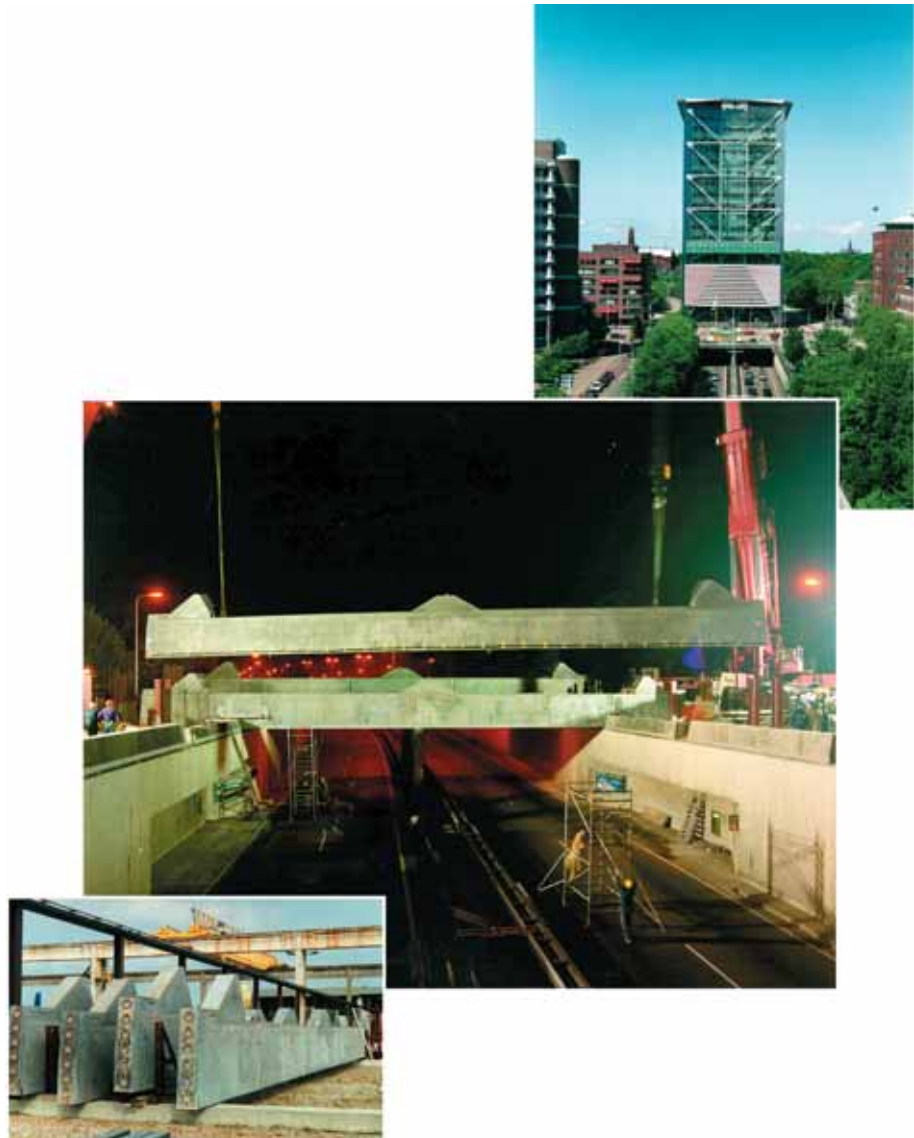
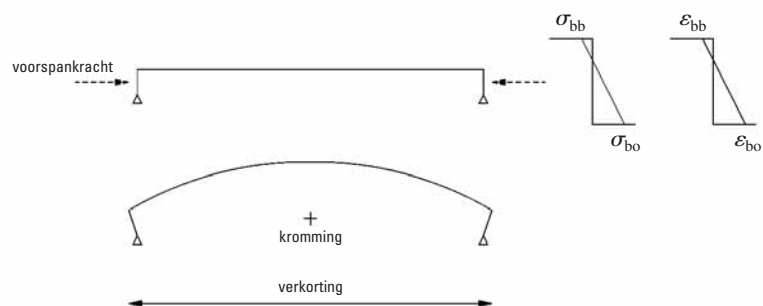


Foto 5.001: Over de Utrechtse Baan te Den Haag worden de hogesterktebetonbalken gemonteerd, waarop het gehele gebouwgewicht zal rusten voordat dit overgedragen wordt aan de paalfundering, die naast de tunnelbuis is aangebracht. In verband met het transportgewicht zijn de balken 500 mm breed, maar zijn er twee direct naast elkaar geplaatst, tezamen dus 1000 mm brede balken



Figuur 5.002: Voorspannen is vervormen! De excentrische voorspanning veroorzaakt zowel kromming als verkorting. In het figuur is de invloed van het eigen gewicht van de ligger niet in rekening gebracht. Bij de opleggingen is die invloed nihil, in het midden van de overspanning neemt de drukspanning onder in de ligger af en de lichte trekspanning aan de bovenzijde verandert in drukspanning

Elementen die toegeleverd worden aan de bouw hebben een groot deel van de krimp ondergaan, zodat na het inbouwen nog slechts met een deel van de totale krimp rekening moet worden gehouden.

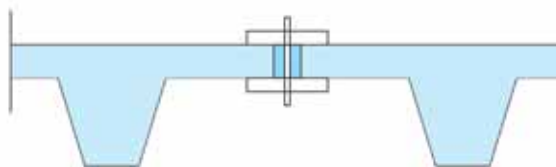
De elementen kunnen worden voorgespannen, hetgeen slankere constructie-elementen oplevert, die tijdens de gebruiksfase ongescheurd blijven en zich daardoor stijver gedragen. Wel moet worden aangemerkt, dat de veelal excentrisch aangebrachte voorspanning het element doet krommen (fig. 5.002 en foto 5.003) en een opwaarts gerichte zeeg geeft. In voorgespannen elementen treedt kruip op, die in de tijd gezien de eerder genoemde zeeg in principe zal vergroten. Door de keuze van de ligging en de grootte van de voorspanning en de betondruksterkte op het moment van aanbrengen van de voorspanning wordt de zeeg primair bepaald. Door de elementen op het opslagterrein op de juiste wijze - met overstekken - op te slaan (foto 5.004), kan de zeegontwikkeling worden gecontroleerd. Niettemin zullen er altijd verschillen in zeeg blijven bestaan omdat de kruip tijdgebonden is en de leeftijd van de elementen kan verschillen en gevoelig is voor de weersomstandigheden, die bij een buitenopslag per element zullen kunnen variëren. Hoogteverschillen tussen naast elkaar gelegde elementen kan men compenseren door te 'knevelen' (fig. 5.005).



Foto 5.003: De zeeg van deze VIP-brugligger is duidelijk te zien als het oog de zijkant/onderkant van de ligger volgt



Foto 5.004: Element met overstek getast. De zeeg wordt niet verminderd als het overstek juist wordt gekozen. Ingeval van oplegging aan de einden zal het eigen gewicht tegen de voorspanning in gaan werken en de zeeg doen afnemen. Vooral in de eerste dagen treedt de invloed sterk op. Na twee dagen is er nog weinig te compenseren. Ingeval van te veel of te weinig zeeg kan men met de oversteklengten 'spelen'



Figuur 5.005: De onderlinge hoogteverschillen dienen in veel projecten in de montagefase te worden verminderd. Daarvoor knevelt men ter plaatse van de voeg van twee naast elkaar liggende elementen. Na het aangieten van de voeg ertussen, zal de voeg een verschuiving t.o.v. elkaar verhinderen. De daarbij opgewekte spanningen zullen in de tijd afnemen door relaxatie

Door het voorspannen in de fabriek met voorgerekte staal is het element vroegtijdig maximaal belast, hetgeen als een 'keuring' vooraf kan worden beschouwd.

Door de dichtheid van het beton en de keuze van de cementsoort en de toepassing van een relatief lage water-cementfactor is de duurzaamheid van de elementen geoptimaliseerd.

Het element kan in 'kleur' worden vervaardigd, de oppervlakte kan op vele manieren worden afgewerkt of bewerkt teneinde het gewenste uiterlijk te bereiken, zoals in het voorgaande hoofdstuk is beschreven (foto's 5.006 en 5.007).



Foto 5.006: Een beeld van een monsteropstelling. Door de wijze van nabewerken, wassen, stralen en polijsten krijgt het beton een andere kleurnuance en een andere uitstraling



Foto 5.007: Hier ingezoomd op de monstertegels, waarin de kleuropbouw door toeslag en pigment wordt gerealiseerd en de nabewerking de structuur bepaalt

5.1.2 Specifieke mogelijkheden

Deze laatstgenoemde mogelijkheid van 'sierbeton' of 'gepigmenteerd' beton is er één die specifiek is voor de productie in een geconditioneerde ruimte. Op zichzelf is een constante kleur van het grijze beton al niet eenvoudig te realiseren. De voorwaarden die bij het vervaardigen van gekleurd beton inzake de samenstelling van de betonspecie, de beheersing van de water-cementfactor en de verwerking - het storten en afwerken - en opslag worden gesteld, zijn zelfs in de fabriek alleen met veel aandacht, zorg en ervaring in te vullen. Dan nog krijgt men nooit exact gelijke kleuren in alle elementen, maar wel binnen een aanvaardbare bandbreedte, wanneer ontwerper en producent vooraf goed met elkaar overleggen. Een goed hulpmiddel daarbij is de door ENCI ontwikkelde grijschaal, in combinatie met de publicatie 'Schoon beton, mooi werk'.

Het maken van speciale profileringen in het betonoppervlak, het instorten van tegels, natuursteenplaten, bakstenen etc. vraagt eveneens kennis en ervaring en is slechts in de fabriek uitvoerbaar.

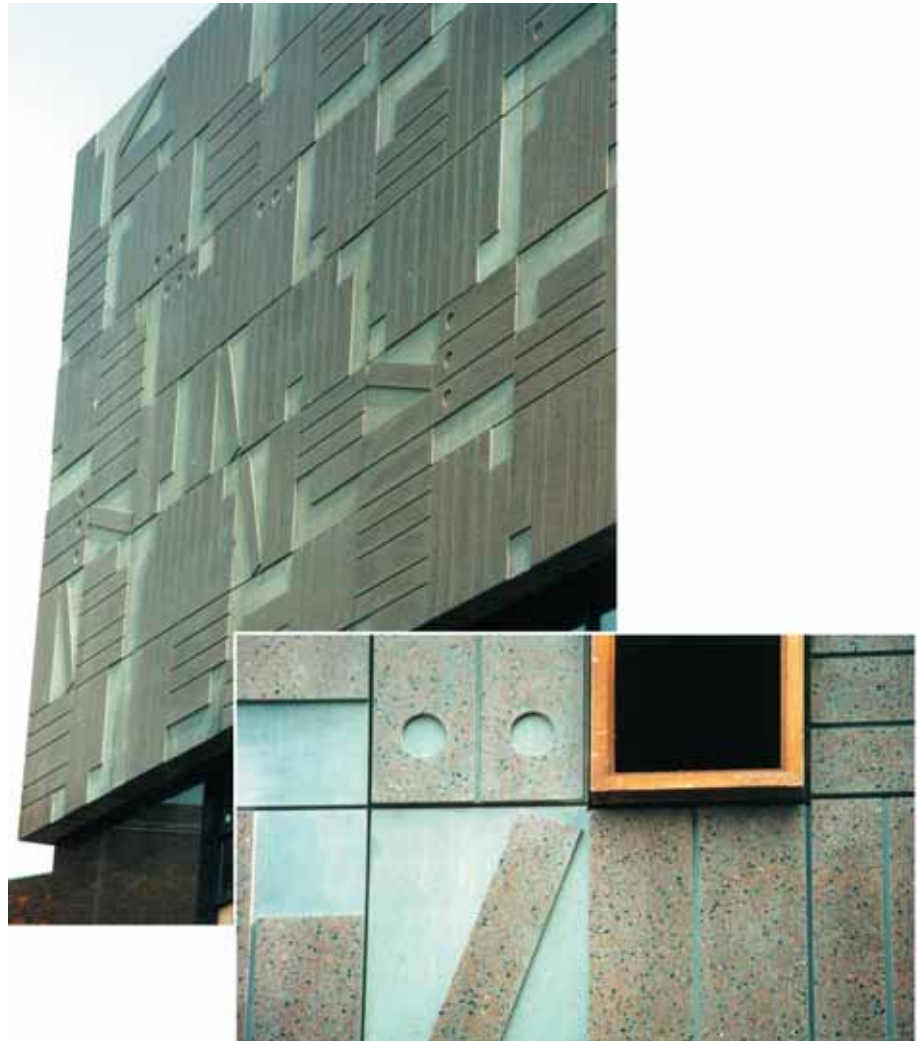


Foto 5.008: Een gevelement meer in detail

Het betonoppervlak kan op vele manieren worden nabewerkt, waarmee de architect nuances in het uiterlijk kan aanbrenen. Hierbij is te denken aan het wassen of stralen van het buitenoppervlak van het beton (foto 5.008).

De vorm van het element kan zodanig zijn, dat alleen een vervaardiging in de fabriek mogelijk is. Dat is zeker aan de orde voor gevelementen die als sandwich worden uitgevoerd.

Zodra er sprake is van repetitie van elementen, kleinere of grotere series of elementen passend binnen een industriële productie, zijn de kosten van de elementen laag, zodat er zeer economisch aantrekkelijke oplossingen mogelijk zijn. Een voorbeeld hiervan vormen de vloerplaten, die als industrieel product zeer scherp zijn geprijsd, waardoor circa 80 % van alle vloeren in prefab beton worden uitgevoerd. Zie foto 5.009 voor de opslag van kanaalplaten, gereedgelegd voor afvoer.



Foto 5.009: Kanaalplaten in opslag, gereed voor transport

5.1.3 Bouwtijd, bouwsnelheid

Bij de toepassing van prefab beton is een relatief korte montageduur een belangrijk kenmerk. De ruwbouw kan daardoor in korte tijd worden gerealiseerd, waardoor op de tijdgebonden uitvoeringskosten kan worden bespaard.

Veel opdrachtgevers zetten het ontwerpteam en daarna de uitvoerende bedrijven onder hoge tijddruk. Voor een zeer korte bouwtijd is de toepassing van prefab beton een belangrijke mogelijkheid.

Het is in Nederland nog steeds gebruikelijk om een scheiding aan te brengen tussen ontwerp en uitvoering. De toepassing van prefab beton is dan slechts mogelijk als de vereiste gegevens voor het maken van de gedetailleerde werktekeningen van de maatgevende elementen in het uitvoeringsproces ook vrij snel na de aanbesteding ter beschikking kunnen zijn. Dit lukt maar zelden, omdat installaties en techniek vaak separaat worden aanbesteed. Dan moet eerst de onderaannemer worden geselecteerd, die na opdracht pas gaat starten met het uitwerken van gegevens en het aanbieden van alternatieven. Meestal is het verwerven van de vereiste gegevens een hels karwei waarmee, ondanks een hoge maninzet, kostbare voorbereidingstijd en productietijd verloren gaan en er vanaf het begin een race tegen de klok ontstaat.

De toepassing van prefab beton vereist een bredere voorbereiding, eerdere beslissingen, om zowel de toeleverancier / producent als de uitvoerende aannemer volop aan hun trekken te laten komen.

Ondanks dit, zal er in het totale 'tijdplaatje' een winst zijn te behalen door prefab elementen toe te passen. Naast een directe besparing op uitvoeringskosten kan er ook worden bespaard op bouwrente door verkorting van het gehele bouwproces. In een aantal situaties wordt de prefab-betonleverancier betrokken bij het (voor)ontwerp, waardoor zijn expertise wordt ingebracht, hetgeen tot optimalisering van de productievoorbereiding kan leiden in een latere fase en waarmee op productiekosten kan worden bespaard door optimaal te ontwerpen. Het vaak gehoorde argument, dat in zo een situatie de afwezigheid van concurrentie leidt tot een hogere prijs, is in dat licht gezien niet juist. Door optimalisatie en een reële risico-inschatting worden eerst de projectkosten gereduceerd. Ook al zal de leverancier een hogere marge in rekening brengen, dan nog profiteert de opdrachtgever mee van de optimalisatie van het ontwerp, terwijl het belang van een goed voorbereidingsproces de aannemer ten goede komt.

Aannemers zijn niet altijd geporteerd van deze werkwijze omdat daarmee hun onderhandelingspositie bij het 'inkopen' verandert.

Het inkopen van prefab beton kan tevens de montage omvatten.

De beheersing van het totale logistiek proces is een groot goed in de prefab-betonindustrie. De bedrijven zijn ingericht op het beheersen van zowel de stroom van informatie als die van goederen.



Foto 5.010: Hellingbaan TT-plaat voor een parkeergaragemontage direct vanaf de wagen, waarop twee of drie platen kunnen worden geladen. De maximale belasting mag 35 ton bedragen

Het is dus aantrekkelijk voor prefab beton te kiezen als men is gebaat bij een sterke planopvolging, wetend dat het product vooraf is gekeurd en daardoor het bouwproces niet zal verstoren.

Zo'n sterk belang in planopvolging kan ook leiden tot een co-makership, waarin de prefab leverancier vroegtijdig wordt ingeschakeld omdat het belang van het werk en de betrokken aannemer dat vraagt.

5.1.4 Het bouwterrein

Niet alleen de korte bouwtijd, maar ook de beschikbare ruimte op de bouwterreinen kan leiden tot een keuze voor de toepassing van prefab beton. Veel bouwterreinen zijn gelegen in stedelijke gebieden en relatief krap bemeten. Het kunnen aanvoeren van elementen 'just in time' en het daarna monteren van de elementen vanaf de wagen kan een groot uitvoeringvoordeel opleveren. Hierbij speelt juist de logistieke kracht van de industrie een belangrijke rol. Het afstemmen van het gebruik van een aanwezige bouwkraan en het aanvoeren van de elementen moet goed worden afgestemd.

Ook als het prefab-betonbedrijf zelf de montage verzorgt met eigen kranen, moet er afstemming plaatsvinden. Veel toelieferingen, zoals van vloerelementen, vinden vooraf plaats zodat de aannemer zelf kan bepalen wanneer hij monteert. Veelal gebeurt dit met zelffladers / zelflossers.

Door het verkorten van de uitvoeringsduur en het schoner werken dat met prefab beton mogelijk is, zal de overlast voor omwonenden - geluid en rommel - verminderen.

5.1.5 Kosten

Niet zelden wordt een beslissing voor of tegen de toepassing van prefab beton primair genomen op basis van kosten, veelal de directe kosten. Bij een goede afweging dient men de kosten integraal te bezien. De gevolgen van een keuze moeten compleet worden doorgerekend. Daarin kan men tevens een factor meenemen die de prijs- / kwaliteitverhouding in rekening brengt. Soms positief, soms negatief zoals in Duitsland waar men feitelijk geen voegen in de plafonds wil zien. Soms zijn ook de kosten niet interessant, omdat de opdrachtgever, architect, constructeur of aannemer niet gewend is met prefab beton te werken. Ieder heeft zo zijn eigen voorkeuren.

De kosten voor de levering en plaatsing van prefab beton worden primair bepaald door de kwaliteit van het ontwerp; de maakbaarheid, de uitvoerbaarheid en de gegevensverstrekking. Zoals eerder aangegeven, kan door het inwinnen van advies in het ontwerpstadium bij een prefab-betonleverancier, direct op kosten en tijd worden bespaard.

Een ervaring is verder, dat ontwerpen die eenmaal zijn gemaakt op basis van in het werk gestort beton, maar moeizaam in prefab beton zijn om te werken en daardoor maar zelden leiden tot een kostenbesparing.

De keuze voor de toepassing van prefab beton ligt daardoor primair bij de ontwerpende partij in het bouwproces.

5.1.6 De uitvoering

De aannemer is in de afgelopen periode steeds minder zelf uitvoerende partij op het werk geworden. De aannemer koopt veel activiteiten in en organiseert het bouwproces. Zowel de spreiding van risico's als het niet beschikbaar zijn van geschoold personeel zullen deze trend bevorderen, met een toenemende rol voor de toeleveringindustrie, die zich daardoor meer risicodragend in het bouwproces zal moeten opstellen. Leveringen van een complete ruwbouw, inclusief de montage, zijn niet meer ongewoon. Het dienstenpakket van de prefab-betonindustrie zal zich dan ook verder uitbreiden en zich gaan uitstrekken van ontwerp tot en met de volledige montage van de ruwbouw van de projecten en zonodig inclusief de gevel en het waterdicht opleveren van de gehele buitenschil van het gebouw. Ook in de civiele projecten zal de verantwoordelijkheid meer en meer doorgeschoven worden naar de prefab-betontoeleverancier, doordat deze veelal de 'engineering' voor zijn rekening neemt en daarmee risico's naar zich toehaalt.

5.1.7 Prefab beton en de constructeur

Voor de ontwerpend constructeur is de mogelijkheid om in prefab beton te bouwen of prefab beton als onderdeel van de constructie toe te passen geen onbekend gebied, hetgeen onder meer is af te leiden uit het feit dat 80% van alle vloeren in Nederland in prefab beton worden uitgevoerd. Dat neemt niet weg, dat de feitelijke expertise om in prefab beton te ontwerpen, bij constructeurs niet altijd op het juiste niveau aanwezig is.

Een veel gehoord argument om niet vroegtijdig gebruik te maken van de expertise die in de prefab-betonindustrie aanwezig is, betreft de afhankelijkheid ten opzichte van de toeleverancier, die iets uitzoekt en adviseert. Een argument dat in een vrije marktsituatie van steeds minder van betekenis zal zijn. Die leverancier kan geen exclusiviteit claimen. Een open benadering van de ontwerper van een prefab-betonleverancier is in zo'n situatie een stap in de goede richting. Maak duidelijk dat om een dienst wordt gevraagd, maar dat

daaraan geen voorkeurspositie te ontleen is. Soms liggen de belangen bij de opdrachtgever of aannemer in geval van een 'co-makership'.

Dan wordt een prefab-betonbedrijf reeds in een vroeg stadium van het project geselecteerd en brengt zijn of haar expertise in, vaak gevolgd door de opdracht tot leveren, als men het over het prijsniveau eens kan worden.

Eerder is al aangegeven, dat de behaalde winst in het ontwerp primair de opdrachtgever ten goede komt en pas secundair het bedrijf dat zijn expertise heeft ingebracht, doordat men in de vrije marktsituatie slechts voorkennis kan hebben van het betreffende project.

5.2 BOUWMETHODIEKEN

De draagconstructie van een gebouw is, evenals de gevel, in veel gevallen economisch in prefab beton uit te voeren. De gevel kan zowel met dragende elementen worden uitgevoerd als met elementen die bekleed worden of met elementen waarin dragen en bekleden zijn geïntegreerd, zoals betonnen sandwichelementen.

Diverse bouwmethodieken voor gebouwen worden toegelicht aan de hand van tekst en foto's.

5.2.1 Utiliteitsbouw met dragende binnenspouwbladen en kanaalplaatvloeren

De draagconstructie van kantoorgebouwen of vergelijkbare gebouwen kan economisch aantrekkelijk worden uitgevoerd met dragende binnenspouwbladen en kanaalplaatvloeren die 12 tot 15 meter overspannen.

Voor onder meer kantoorgebouwen is dat functioneel omdat grote kolomloze ruimten gecreëerd worden en ter plaatse van de gevel drager en afbouw optimaal op elkaar worden afgestemd. Het is tevens belangrijk dat de afbouw binnen en buiten onafhankelijk kunnen worden uitgevoerd. Het bouwtempo van deze gebouwen is bijzonder hoog.

De kantoren ING-PVF te Amsterdam, zijn met deze bouwmethode gerealiseerd (foto's 5.011 en 5.012). De kantoren zijn gesitueerd op een éénlaagse kelder die in ter plaatse gestort beton is uitgevoerd. Tevens zijn bij dit project de sierbetonnen raamkaders (foto 5.013) en de beton-metselwerk dakranden geprefabriceerd. De plaatsingsmogelijkheden van kranen rond het gebouw leiden tot laagsgewijs monteren (foto 5.014). Deze bouwwijze komt uitgebreid aan de orde in hoofdstuk 10.



Foto 5.011: Basiselement, een dragend binnenspuwblad met kozijnsparingen, dat is voorzien van een oplegnok voor de oplegging van kanaalplaten



Foto 5.012: Een overzicht van het project. Afstemming van productie, aanvoer en montage is essentieel



Foto 5.013: Een fragment van de wandelementen met de daarin gestelde sierbetonnen raamkaders



Foto 5.014: De montage van wand- en vloerelementen gebeurt in een hoog tempo. Het werk op de bouwplaats voor de montage van de ruwbouw is geminimaliseerd; de montagetijd is daardoor bijzonder kort

5.2.2 Parkeergarages

Garages kunnen worden samengesteld met kanaalplaat- of TT-vloeren met een lengte van 14,5 tot 16 m, rustend op balken en kolommen.

Een TT-vloer kan goed zonder druklaag uitgevoerd worden, gegeven de kwaliteit van het oppervlak en een flensdikte van 80 mm en een kitvoeg.

Dit in tegenstelling tot kanaalplaatvloeren, met plaatselijk 35 mm beton boven de kanalen en een relatief brede voeg. Een kanaalplaatvloer wordt meestal afgewerkt met een gewapende gevulde druklaag ter verkrijging van een strak afgewerkte en waterdichte vloer.

De TT-vloer kan in het prefab bedrijf voorzien worden van diverse opstortingen ten behoeve van trottoirs e.d. Tevens kan een TT-vloer in langsrichting geknikt uitgevoerd worden voor het realiseren van hellingbanen.

Een belangrijk aspect bij parkeergarages is de lekdichtheid van de vloer.

De uitvoering van de voeg en de kitlaag kunnen die lekdichtheid verzekeren.

De foto's 5.015 t.m. 5.017 betreffen de vierlaagse ondergrondse parkeergarage Kelfkensbos te Nijmegen en de foto's 5.018 t.m. 5.026 geven diverse uitvoeringen van TT-vloerelementen weer. Parkeergarages worden uitgebreid behandeld in hoofdstuk 11.



Foto 5.015: Ondergrondse parkeergarage Kelfkensbos; montage van het skelet en de kanaalplaatvloeren. De kraan staat centraal, de reikwijdte en het elementgewicht bepalen de capaciteit van de kraan. Nadat links en rechts enkele vakken zijn gemonteerd, zal de kraan in de beuk waar hij is opgesteld de vloerplaten monteren



Foto 5.016: De inritconstructie is ook uit prefab-betonelementen opgebouwd. De massieve vloerplaten zijn verlopend in breedte en enigszins gewrongen, omdat de hoogteverschillen bij verschillende stralen tot stand komen



Foto 5.017: Een beeld van de parkeerruimte met de vlakke onderzijde vanwege de kanaalplaten. De achthoekige kolommen waren van een brede kop voorzien, waartussen de voorgespannen omgekeerde T-balken scharnierend zijn opgelegd. De balk is daardoor een zogenoemde gerberligger



Foto 5.018: Een groot aantal 2,40 m brede TT-platen op het tasterrein, hoog gestapeld



Foto 5.019: Het geruwde oppervlak van een TT-plaat in detail. De mate van ruwheid kan men kiezen. Soms wordt alleen 'gebezemd'



Foto 5.020: De productie van voorgespannen TT-platen in een lineaire opstelling. De strengen zijn onderin de ribben gepositioneerd. Door het plaatsen van het kopschot in de vaste mal, wordt de lengte van het element bepaald. Meerdere elementen worden achter elkaar in de mal geïnstalleerd



Foto 5.021: Duidelijk zijn de inkassingen te zien, die in de plaatrand van 80 mm zijn aangebracht. Deze zorgen dat na het verharden van de voegmortel dwarskrachten zowel loodrecht op de vloer als in het vlak van de vloer kunnen worden opgenomen. De rib is voorzien van een tand met een rechte beëindiging. De opstorting aan het eind is reeds in de fabriek aangebracht



Foto 5.022: De kromming – zeeg - van de TT-plaat is duidelijk waarneembaar. In de hoek van de plaat is de inkassing met een staalplaatje waar te nemen, waarmee een gelaste doorverbinding van de TT-platen kan worden gerealiseerd



Foto 5.023: Een kleine opstand is aangebracht; de tand is voorzien van een schuine zijde



Foto 5.024: Een stapel voorgespannen hellingplaten



Foto 5.025: De hellingplaten worden gemaakt met zowel een opgaand als neergaand deel. De platen zijn voorgespannen met voorgerekt staal. Dat is mogelijk door de strengen in positie te houden vanaf het spannen tot en met het verharden van het beton. Doordat de strengen evenwijdig lopen aan de zwaartelijn van het element, gedraagt het element zich als elk recht element van dezelfde afmetingen



Foto 5.026: Hellingplaten en rechte TT-platen naast elkaar gestapeld. In de voorgaande foto zijn de hijsstropen te zien, waaraan de platen worden gehesen

5.2.3 Kantoor- en woongebouwen uitgevoerd met sandwichelementen

Kantoor- en woongebouwen kunnen onder meer gebouwd worden met sandwichelementen. Deze elementen zijn opgebouwd uit een (dragend) binnenblad, thermische isolatie en een buitenblad van sierbeton, metselwerk of natuursteen.

Op het tasveld kunnen kozijnen reeds gemonteerd worden. Door op deze wijze te bouwen wordt de gevel direct met de ruwbouw gemonteerd en kan er steigerloos gebouwd worden. Dit heeft veel voordelen omdat immers geen of nauwelijks steigervoorzieningen voor de afbouw benodigd zijn en de gevel direct wind- en waterdicht is te maken. Afbouwwerkzaamheden zoals het aanbrengen van installaties, binnenwanden e.d. kunnen zeer snel na montage van de betreffende bouwlaag starten.

De foto's 5.027 t.m. 5.031 geven een impressie van diverse gebouwen uitgevoerd met sandwichelementen.



Foto 5.027: Een basis dragend sandwichelement met raamopeningen. Het roodkleurige beton is gepolijst. De stijlen worden met de afdekprofielen van de horizontale raampartij bekleed



Foto 5.028: Het kantoorgebouw Bolduc in 's Hertogenbosch; dragende sandwichelementen van gepolijst beton. Door de vorm van het gebouw en de prominente ligging aan de snelweg A2 is dit kantoorgebouw inmiddels zeer bekend geworden. De kleurverschillen tussen de elementen zijn gering te noemen



Foto 5.029: Het kantoorgebouw Schiphol Rijk met dragende sandwichelementen. De constructie van het trappenhuis is in opbouw. De trappen moeten nog worden gemonteerd

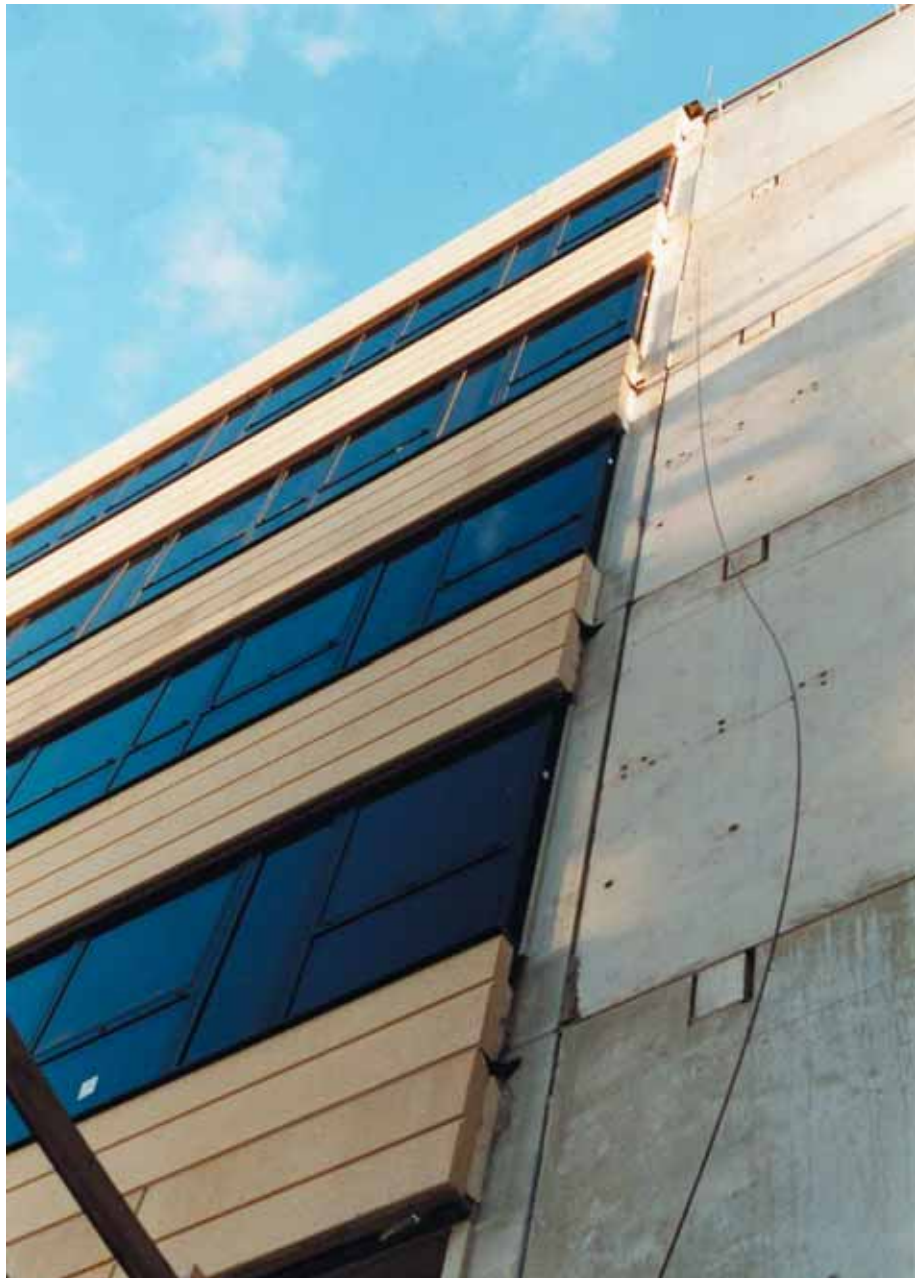


Foto 5.030: Een deel van dit gebouw is met sandwichelementen opgebouwd. Aan de rechterzijde zijn dragende binnenspouwbladen toegepast, waarop later isolatie en afwerking wordt aangebracht.



Foto 5.031: De woontoren 'Sequoia' te Dordrecht. De opbouw van de constructie van het gebouw geschiedt met een klimkraan in en op de liftschacht. De bekleding van het trappenhuis geschiedt met een bouwlift en hangsteigers

5.2.4 Hallen

Hallen met overspanningen vanaf 18 meter kunnen economisch met prefab-betonkolommen en voorgespannen dakliggers uitgevoerd worden. Stalen windverbanden en dakplaten kunnen probleemloos bevestigd worden aan het prefab beton. Een en ander is aangegeven in de foto's 5.032 t.m. 5.035 en wordt nader uitgebreid beschreven in hoofdstuk 8.



Foto 5.032: Gevelaanzicht en doorkijk van de halconstructie bij Hurks Beton B.V. te Veldhoven. De gevelelementen zijn vervaardigd met sierbeton



Foto 5.033: De kolommen van de hal zijn geschikt om twee dakliggers te kunnen opleggen, zodat de hal een dubbele overspanning kan krijgen. Aan beide zijden zijn de kraanbalken zichtbaar, die op consoles rusten. Zichtbaar zijn tevens de voorzieningen om nog een console op de kolom te kunnen monteren



Foto 5.034: De stijfheid van het dakvlak wordt geregeld door een vakwerk van staven in combinatie met de eerste dakligger



Foto 5.035: De voorgespannen I-liggers zijn uiterst slank geconstrueerd. In het lijf zijn systematisch gaten gemaakt om doorvoeringen van leidingen te kunnen maken. De I-ligger is ter plaatse van de oplegzone voorzien van een hamereind, vanwege de overdracht van oplegkrachten, dwarskracht en de plaatsing van omhullingbuizen voor stekken

5.2.5 Montage direct vanaf de wagen

Gebouwen kunnen gerealiseerd worden op een zeer krappe bouwplaats, omdat elementen op afroep 'just in time' aangevoerd en direct vanaf de wagen gemonteerd kunnen worden.



Foto 5.036: Montage van een element direct vanaf de wagen bij het kantoorgebouw Bolduc in 's Hertogenbosch



Foto 5.037: Kantoorgebouw Schiphol Rijk heeft een zeer kleine bouwplaats. De montage geschiedt vanaf de wagen

5.2.6 Een grote repetitie is geen voorwaarde meer

Voor het realiseren van een project in prefab beton hoeft een grote repetitie van elementen geen voorwaarde meer te zijn. Wel dient prefab beton ten opzichte van andere bouwmethoden een relatief eenvoudige oplossing te bieden. Een bioscoop in Zoetermeer is daar een voorbeeld van, zie foto's 5.038 t.m. 5.041. Het gebouw is complex van vorm en bevat vele zaalhoge wanden. De mallen voor de wanden waren vaak relatief eenvoudig om te bouwen en voor de balken zijn veel dezelfde balkdoorsneden toegepast. De lengte van de balken was variabel.



Foto 5.038: De draagconstructie van bioscoop 'Movie Palace' met parkeergelegenheid te Zoetermeer. Hoewel het gebouw grillig van vorm is, is de constructie goed uitvoerbaar in prefab beton



Foto 5.039: De achterwand van de bioscoop, waarop de oplegnokken voor de kanaalplaten van de parkeerlagen duidelijk zijn te zien



Foto 5.040: De uiteindelijke vorm van het gebouw, dat op een eigen wijze met andere materialen dan beton is bekleed



Foto 5.041: Nog een impressie van Movie Palace, waarbij het duidelijk wordt dat een draagconstructie van prefab beton ook in dit soort ontwerpen op zijn plaats kan zijn

5.2.7 Volledig of deels toepassen van prefab beton

Gebouwen kunnen volledig of deels in prefab beton worden uitgevoerd. Met bouwen in prefab beton wordt hier verstaan dat een gespecialiseerde montageploeg het betreffende gebouw of bouwdeel continu monteert zonder onderbreking door in het werk te storten bouwdelen. Een voorbeeld van een deels in prefab beton uitgevoerd project is het parkeer- en woongebouw Pacman te Amsterdam, zie het artikel in de bijlage.

Een ander voorbeeld betreft enkelschalige gevelelementen, die, nadat de in het werk gestorte ruwbouw gereed is, in één montagegang worden geplaatst.

5.2.8 Enkelschalige gevelelementen

Enkelschalige gevelelementen hebben meestal een dikte van 120 à 150 mm. De navolgende foto's 5.042 t.m. 5.045 zijn van het woningbouwcomplex aan de Burgemeester de Monchyplein te Den Haag. De elementen variëren in dikte van 150 tot 250 mm vanwege de toegepaste ornamenten.



Foto 5.042: De gevel van een woongebouw bestaande uit gestapelde bekledingselementen van wit sierbeton. Enkele banden zijn separaat aan de achterliggende constructie bevestigd; tussen de banden is een andere afwerking aangebracht



Foto 5.043: Een beeld van het bovenste gestapelde element, dat ter plaatse van de dakvloer horizontaal moet worden gesteund



Foto 5.044: Een woongebouw volledig bekleed met witte betonelementen. Voor het verkrijgen van deze witte kleur is wit cement, een geringe hoeveelheid titaandioxide en Hustad-marmer toegepast met geselecteerd grind. Na het verharden is het oppervlak licht gestraald, waardoor de werking van het kwarts in het Hustad-marmer wordt geaccentueerd



Foto 5.045: Enkele zeer witte woongebouwen op een rij. De tijd zal leren of vanwege de gekozen detaillering van onderdelen en aansluitingen zich geen vuile strepen op het oppervlak gaan aftekenen. Vuil dat zich ergens kan verzamelen zal tijdens een regenbui zijn weg naar beneden zoeken. Dit is bij witte elementen eerder storend dan bij donkergekleurde elementen

5.2.9 Bijzondere betonelementen

Constructies en knooppunten kunnen op de meest uiteenlopende wijzen ontworpen en gedetailleerd worden. Dit levert soms bijzondere prefab-betonelementen op. De foto's 5.046 t.m. 5.050 zijn elementen van een groot betonnen spant.



Foto 5.046: Voor een constructie met een grote overspanning moet men het eigen gewicht van de constructie minimaliseren. Het boogspant wordt opgebouwd uit secties, die nat met elkaar worden verbonden en waarvan het gewicht is verminderd door een polystyreenkern toe te passen. De wapeningskorf met PS-kern ligt gereed voor toepassing



Foto 5.047: Rechts op de foto ziet men de zijmal, die is weggenomen. Het boogelement kan nu worden gehesen. Aan de einden is een inkassing te zien, die in de montage voorzien wordt van wapening, die doorsteekt in het aansluitende element en dan wordt volgestort



Foto 5.048: Opslag op het tasterrein. Het boogelement is zojuist neergelegd; de hijsvoorzieningen kunnen dan worden verwijderd

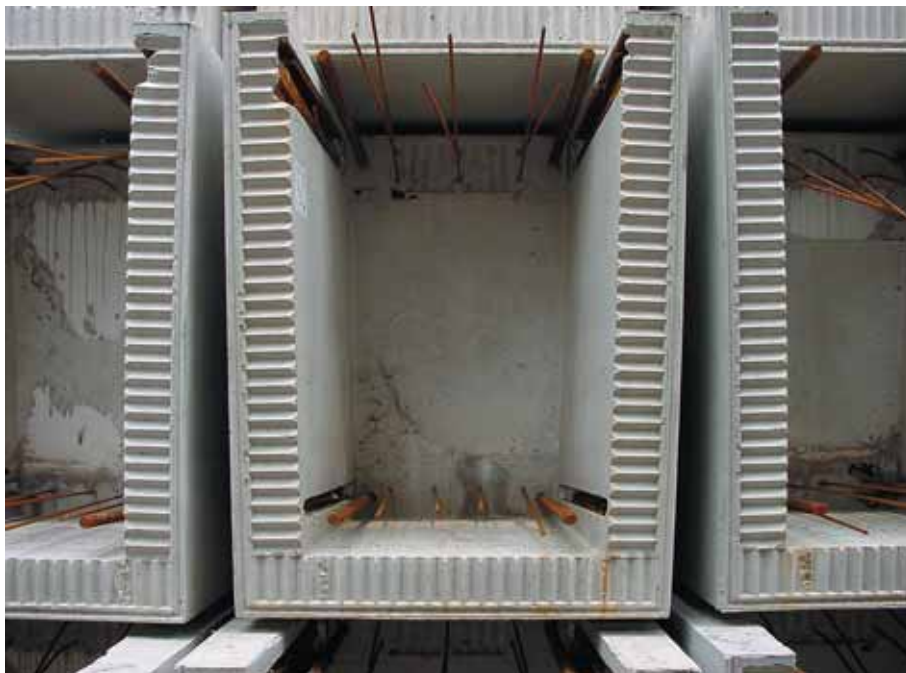


Foto 5.049: Door de toepassing van ZVB kan men de tanden van het aansluitvlak bijzonder scherp maken en houden. In de inkassing zijn de staven te zien, die in de wapeningkorf waren opgenomen. De contactvlakken zullen in het werk perfect aansluiten, nadat de elementen worden ondersteund en op de juiste hoogte zijn gesteld. De van extra wapening voorziene inkassingen kunnen dan worden volgestort



Foto 5.050: Een spant van meer dan 60 meter overspanning is opgedeeld in vijf delen. Ter plaatse van de voegen is het spant ondersteund, opdat de 'natte' voeg kan worden gerealiseerd. Zie verder de aangebrachte stalen koppelingen en verbanden. Een fraai stukje werk

5.3 HET ONTWERPEN MET PREFAB BETON

Ontwerpen is op zichzelf een ingewikkeld proces, waarbij op basis van uitgangspunten en randvoorwaarden een eindproduct tot stand moet komen, dat aan de functionele eisen voldoet. Dit met inachtneming van de materiaal-eigenschappen, de vervaardiging en de assemblagemogelijkheden. Omdat het materiaal beton veel vrijheden geeft aan de ontwerper, is het aantrekkelijk deze mogelijkheden ook ten volle te benutten. Daar staat tegenover dat de huidige trend in het bouwen meer gericht is op het samenbouwen van vooraf vervaardigde onderdelen. Deze onderdelen worden op zichzelf steeds meer industrieel vervaardigd. De synthese te vinden tussen ontwerp-vrijheid, vorm-vrijheid, maakbaarheid en betaalbaarheid was de grote opgave in de laatste decennia van de vorige eeuw. Met de nieuwe ontwikkelingen in de materiaal-technologie is er nu veel mogelijk en blijft het ook nog betaalbaar. De voorbeelden in paragraaf 5.2 getoond, gaven U een indruk wat zoal kan.

Bij het ontwerpen in prefab beton is men vrijwel altijd bezig met het ontwerpen van een onderdeel van een groter geheel. Daarom zijn er wetmatigheden, die men niet kan ontlopen. Zoals maatvoeringsystemen, randvoorwaarden aan het elementgewicht, zowel ten tijde van de productie als ten tijde van het transporteren en monteren. Onze overheid heeft met het Bouwbesluit de aan het gebouwde te stellen eisen aangegeven. De prefab-betonconstructie is veelal de dragende constructie, zodat de krachtswerking in beschouwing moet worden genomen. En dan zijn er eisen te stellen aan de maakbaarheid en uitvoerbaarheid van de constructieonderdelen, de toleranties enz. Deze zaken zullen in dit onderdeel aan de orde komen.

5.3.1 Maatsysteem

Om een bouwwerk te kunnen bouwen volgens tekening, zijn maten nodig, zeer veel maten. Maatvoering wordt inzichtelijk als gebruik wordt gemaakt van hoofd- en nevenmaatvoering. Bijvoorbeeld: de hoofdmaatvoering bestaat uit de maatvoering van stramienen en de nevenmaatvoering is genomen ten opzichte van de stramienen.

Het is praktisch om de stramienen te kiezen op een veelvoud van 300 mm. Zo is bijvoorbeeld de beukbreedte van een woning 5,10 ; 5,40 ; 5,70 m etc. Dit heeft als positief gevolg dat meestal onnodige variatie wordt vermeden. Een dakpanfabrikant kan vervolgens in principe werken met één breedtemaat van 300 mm.

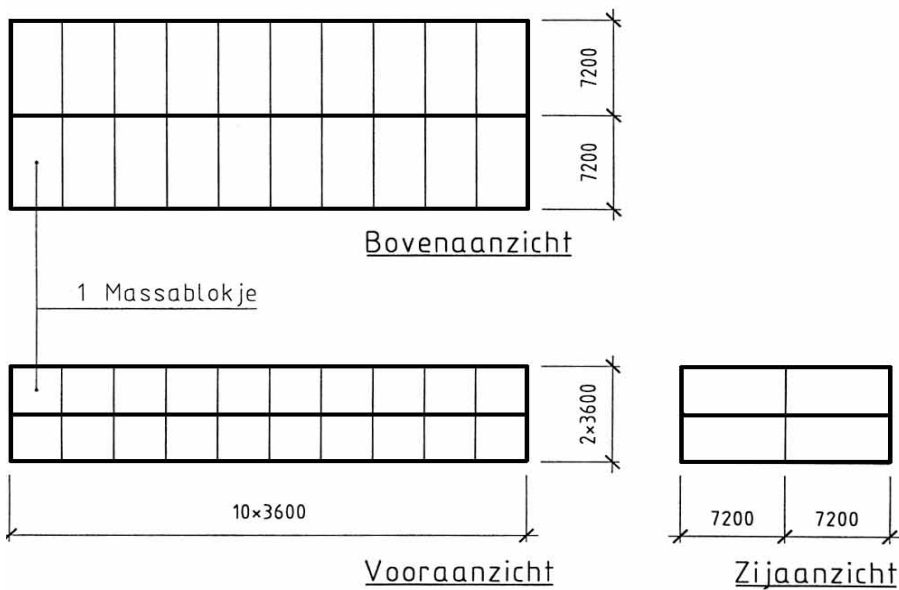
In de Nederlandse norm NEN 6000 Modulaire coördinatie voor gebouwen, [5.1], worden begrippen omschreven, algemene bepalingen en regels voor (maten) plannen gegeven. Maatsystemen en gebouwdelen worden met elkaar in relatie gebracht. Besproken worden ontwerproosters met multimodulen van 300, 600, 900 mm etc. en modulaire elementgroepen.

Indien het maatsysteem zoveel mogelijk constant wordt gehouden, wordt bewerkstelligd dat met repeterende bouwelementen en standaard aansluitingen eenvoudige, maar ook complexe gebouwvormen gerealiseerd kunnen worden.

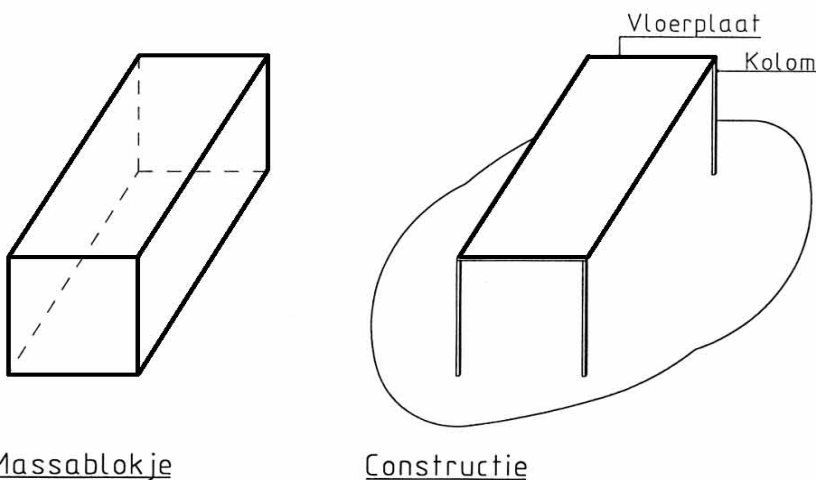
Dit wordt aan de hand van een eenvoudig voorbeeld verduidelijkt. Een gebouwmassa wordt samengesteld uit een massa(blokje) van $7,20 \times 3,60 \times 3,60 \text{ m}^3$. Veel gebouwwormen kunnen hiermee samengesteld worden. Bijvoorbeeld: een rechthoekig gebouw van $14,40 \times 36,00 \text{ m}^2$, hoog $7,20 \text{ m}$. Met het massablokje is het maatsysteem van de plattegrond vastgesteld, zijnde de stramienmaten van $2 \times 7,20 \text{ m}$ in één richting en $10 \times 3,60 \text{ m}$ in de richting er loodrecht op.

Doordat gekozen is voor één type massablokje kan dit bouwwerk opgebouwd worden uit minimaal twee merken (merk = elementtype)! De twee merken zijn een vlakke vloerplaat van $7,20 \times 3,60 \text{ m}^2$ en een kolom lang $3,6 \text{ m}$, ter plaatse van elke vloerplaathoek. De aansluiting vloerplaat-kolom is een standaardverbinding, omdat hart kolom samenvalt met de kruising van de stramienlijnen en bij dit bouwsysteem altijd eender aansluit op de vloerelementen.

Eén en ander wordt weergegeven in figuur 5.051.

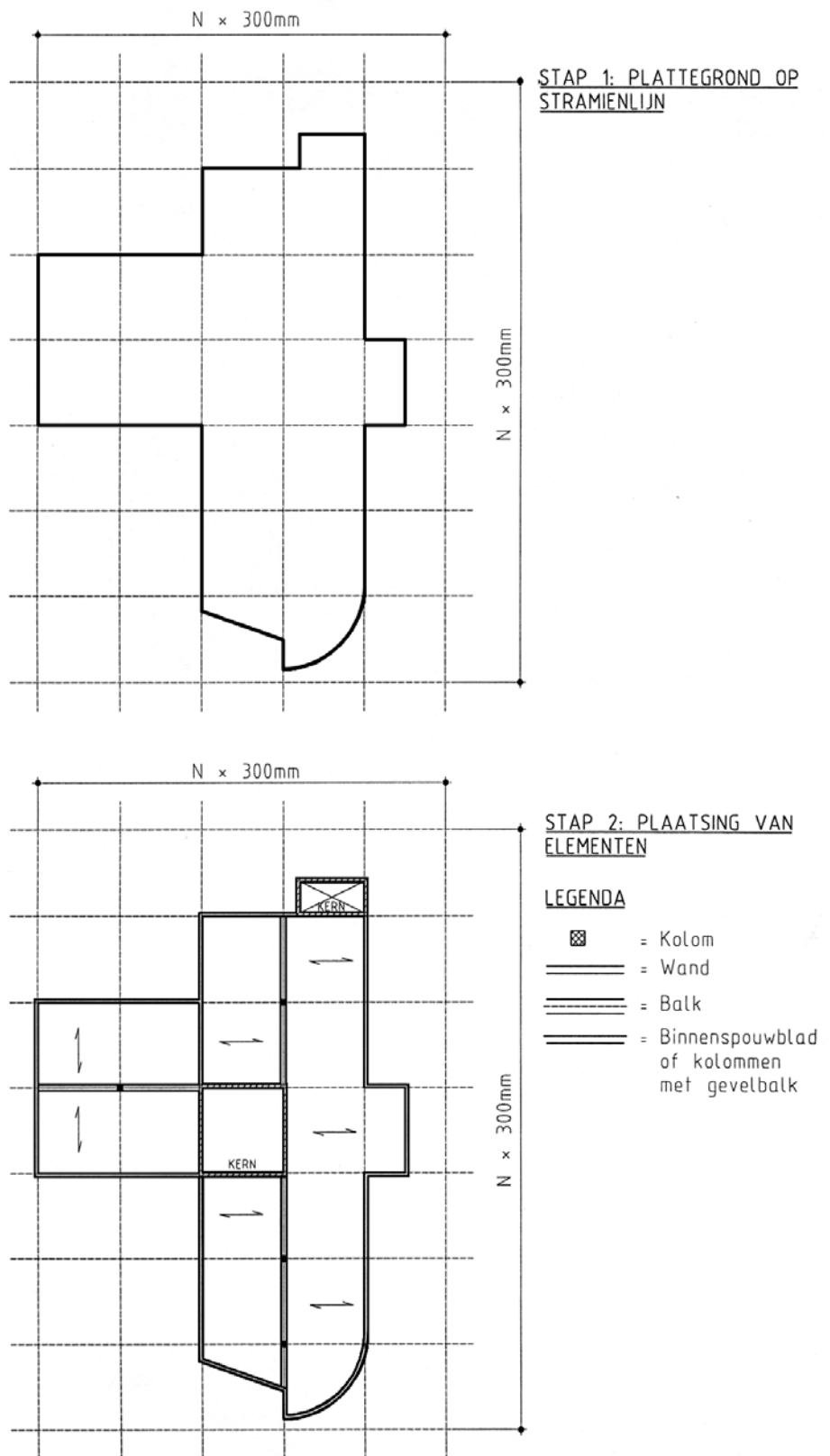


Maatsysteem



Figuur 5.051: Voorbeeld van het werken met een 3D-maatsysteem, gebaseerd op veelvouden van $3 \times 100 \text{ mm}$. Het maatsysteem vormt de basis voor systematisch bouwen

Een andere toepassing van een maatsysteem wordt in figuur 5.052 behandeld.



Figuur 5.052: Voorbeeld van het plaatsen van elementen ten opzichte van de stramienlijn; hier en daar afwijkend van het principe van modulaire coördinatie om meer gelijkvormige elementen te verkrijgen

Het maatsysteem wordt als volgt opgebouwd:

Stap 1 :

kies voor de gewenste plattegrond de stramienlijnen. Repetitie van elementen zal groot zijn als de variatie van stramienmaten klein is.

Stap 2 :

plaats de elementen. Plaats hart kolom op een stramienlijnenkruising. Plaats de wanden bij voorkeur zodanig dat zijkant kolom gelijk valt met zijkant wand. Dit levert eenvoudige bouwkundige aansluitingen op, zoals een vlakke gangwand. Tevens levert dit eenvoudige elementaansluitingen op. De balk sluit eenvoudig aan op de wand en de vloerelementen kunnen eenvoudig van vorm blijven omdat de vloeroverspanningen ter plaatse van balk en wand aan elkaar gelijk zijn.

5.3.2 Elementafmetingen en -vorm

Bij de bepaling van elementafmetingen en -vorm is een aantal zaken van belang.

Afmeting en gewicht van een element

De maximale afmetingen worden meestal bepaald door de (boven)grenzen voor het transport over de weg met daarvoor geschikte wagens of combinaties. Plat op de wagen zijn gangbare maximale afmetingen 3,50 x 16,00 m². Deze maten zijn voor elementen verticaal getransporteerd met een dieplader 3,90 x 9,50 m² en met een trailer 2,50 x 12,00 m².

Een element wordt bij voorkeur op zo min mogelijk manieren achtereenvolgens opgepakt. Dit om extra wapening, hijsvoorzieningen en tijd te vermijden. Een vloerelement wordt bij voorkeur horizontaal gestort, getransporteerd en in het werk gemonteerd. Het vervoer plat op de wagen heeft als gevolg dat de maximale geadviseerde breedte 3,50 m bedraagt.

Tot een breedtemaat van 2,40 m kan men elementen zonder restricties over de weg vervoeren. Bij grotere breedten heeft men te maken met bijzonder transport, hetgeen beperkingen in tijd en kosten inhoudt. Bij hoge elementen dient men de route af te stemmen op de doorrijhoogte van de viaducten die 4,20 m of 4,50 m hoog zijn.

De maximale belasting van de vrachtautocombinaties is 10 ton per as, hetgeen een nuttige belading tot 35 ton betekent.

Het maximaal toelaatbare gewicht wordt meestal bepaald door de kraan waarmee wordt gemonteerd en niet door de kraan in de fabriek of de maximale belading van de transportmiddelen.

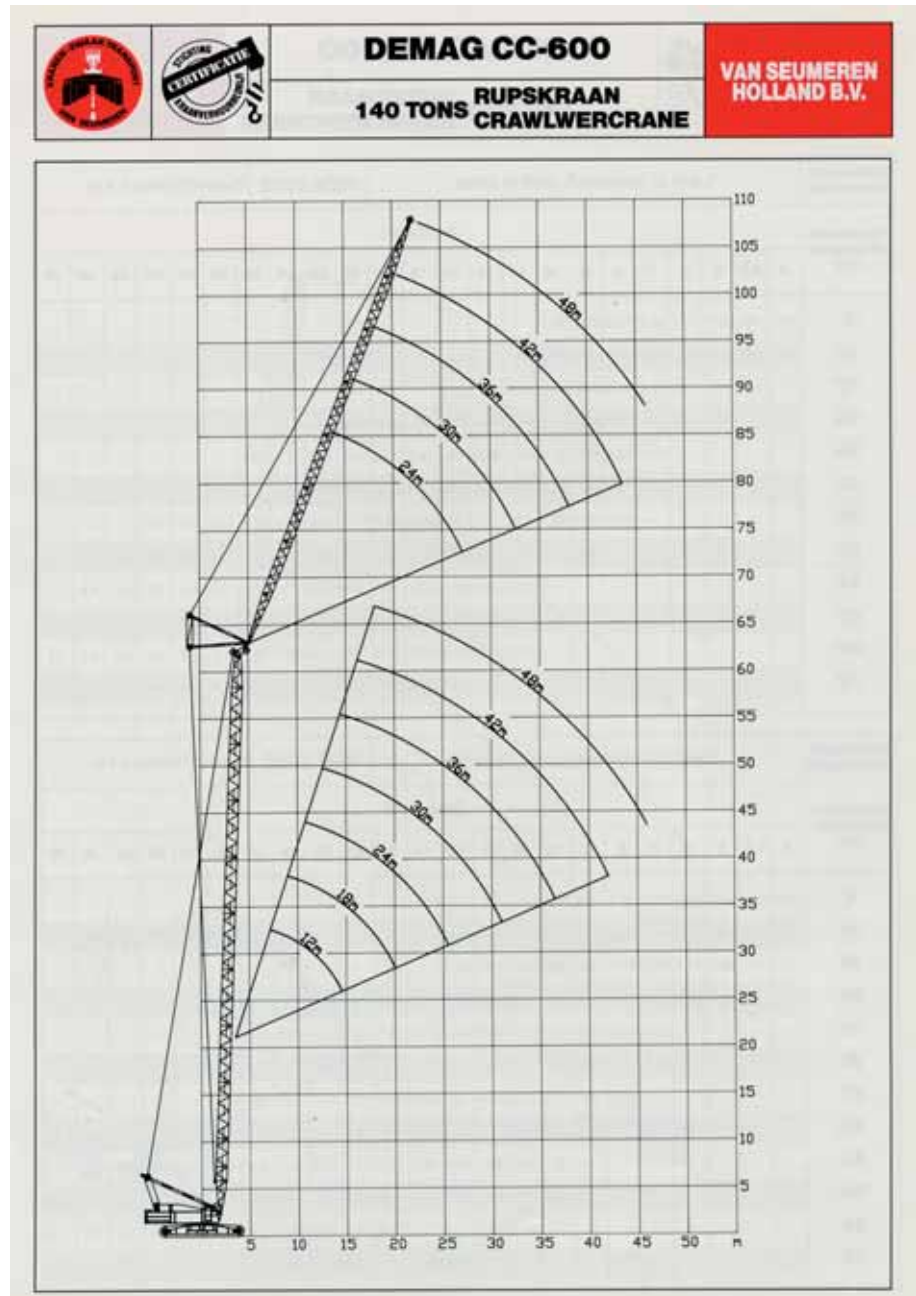
Bij elementen voor bruggen en viaducten kan dat anders zijn, zeker bij transport over water. Elementen met een lengte van 53 m en een gewicht van bijna 120 ton konden nog maar net gehesen worden in de fabriek, het opslagterrein en de haven, maar konden eenvoudig over water worden vervoerd. De uitzonderingen bevestigen de regel.

De zwaarte van de montagekraan wordt bepaald door het hijsgewicht en het hijsbereik. Het hijsbereik is optimaal (lees minimaal) als het gebouw rondom bereik- en berijdbaar is. Vaak wordt gebruik gemaakt van een hydraulische kraan (autokraan met een hydraulische giek) of een rupskraan.

Een hydraulische kraan wordt meestal ingezet als de aaneengesloten montage-tijd minder dan twee weken is, gegeven de kosten. Een rupskraan wordt op de bouwplaats voorzien van een hoofdmast en eventueel een giek.

Voor gebouwen worden vaak 70, 140 of 250 tons rupskranen ingezet.

Elementgewichten van 8 tot 16 ton zijn gebruikelijk. *De ontwerper dient te streven naar een balans tussen elementgewicht en hijsbereik, waardoor het kraantype wordt bepaald, bij gegeven bouwplaatsomstandigheden.* Zie figuur 5.053 voor een voorbeeld van de mogelijkheden bij inzet van een 140 tons rupskraan.



Figuur 5.053: De capaciteit van een 140-tons rupskraan, zie ook figuur 5.054

Elementvorm

De maakbaarheid van het element verdient volledige aandacht.

Bij voorkeur moet men kiezen voor vlakke elementen en niet voor ruimtelijke elementen in de vorm van bijvoorbeeld een L.

Veel elementen kunnen op een vlakke maltafel worden geproduceerd.

Geadviseerd wordt een doorbreking van de maltafel te voorkomen, omdat een doorbreking de malkosten (sterk) laat stijgen. Bij kolommen kan het daarom wenselijk zijn geen console in de malbodem aan te brengen.

Een standaard doorbreking van de maltafel levert vaak geen extra malkosten op. Dit geldt bijvoorbeeld voor een doorgaande draagneus hoog 200 mm van een binnenspouwblad, de tafel kan daarvoor speciaal zijn gemaakt.

Gieklengte Boomlength		Last in tonnen/Load in tons										NEN-2022		Rupsen/Tracks: 6,4 m				
Hoofdmast Mainboom (m)	Hulplek Fly jib (m)	Radius (m)																
		g	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	34	38	42	46	
18 (88°)	12	44,4	42,6	38,1	32,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	18	-	36,4	31,7	28,6	25,7	22,6	19,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	24	-	-	25,7	24,2	22,4	20,8	19,1	17,2	15,3	13,3	-	-	-	-	-	-	
	30	-	-	-	19,8	18,6	17,4	16,4	15,4	14,4	13,3	12	10,3	-	-	-	-	
	36	-	-	-	15,6	14,7	13,1	12,4	11,9	11,1	10,6	10	8,7	7,4	-	-	-	
	42	-	-	-	-	11,9	11,2	10,5	9,9	9,3	8,8	8,4	7,9	7,3	6,7	5,8	-	
	48	-	-	-	-	-	8,8	8,2	7,8	7,2	6,8	6,3	6	5,2	4,6	4	3,7	
24 (88°)	12	44,4	42,6	38,1	32,5	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	18	-	34,1	31,7	28,6	25,7	22,6	19,3	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	24	-	-	25,5	23,8	22,1	20,6	18,8	17,2	15,4	13,6	-	-	-	-	-	-	
	30	-	-	-	19,2	18	16,7	15,7	14,6	13,7	12,7	11,7	10,3	-	-	-	-	
	36	-	-	-	-	14,1	13,3	12,6	11,9	11,4	10,9	10,3	9,7	8,6	7,4	-	-	
	42	-	-	-	-	11,3	10,7	10,1	9,6	9,2	8,7	8,3	7,9	7,2	6,7	5,8	-	
	48	-	-	-	-	-	8,7	8	7,6	7,1	6,6	6,2	5,7	5	4,4	4	3,7	
30 (88°)	18	-	-	30,7	28,2	25,8	22,7	19,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
	24	-	-	25	23,1	21,5	19,9	18,5	17	15,4	13,8	-	-	-	-	-	-	
	30	-	-	-	18	17	16,2	15,3	14,4	13,3	12,7	11,8	10,8	-	-	-	-	
	36	-	-	-	-	13,3	12,7	12,1	11,6	11,1	10,6	10,1	9,5	8,6	7,5	-	-	
	42	-	-	-	-	10,1	9,6	9,3	8,8	8,6	8,1	7,9	7,1	6,6	5,9	-	-	
	48	-	-	-	-	-	7,3	7,1	6,8	6,5	6,2	5,7	5	4,5	4	3,7	-	
	36 (88°)	18	-	-	28,1	26,4	24,5	22,4	19,6	-	-	-	-	-	-	-	-	-
24		-	-	-	20,8	19,9	18,7	17,6	16,5	15,2	13,9	-	-	-	-	-	-	
30		-	-	-	16,2	15,6	15,1	14,4	13,7	13,1	12,4	11,7	10,8	-	-	-	-	
36		-	-	-	-	12,6	12	11,5	11,1	10,6	10,1	9,7	9,2	8,4	7,5	-	-	
42		-	-	-	-	9,4	9	8,7	8,3	7,9	7,6	7,2	6,6	6	5,5	-	-	
48		-	-	-	-	-	6,6	6,4	6,2	6	5,7	5,5	4,9	4,3	3,9	3,5	-	
42 (88°)		24	-	-	-	19,8	19	18,2	17,2	16,2	15,2	13,8	-	-	-	-	-	-
	30	-	-	-	-	14,6	14,3	13,8	13,3	12,8	12,2	11,6	9,5	-	-	-	-	
	36	-	-	-	-	11,8	11,4	11,1	10,7	10,4	10	9,6	9,2	8,5	7,6	-	-	
	42	-	-	-	-	8,8	8,6	8,3	8	7,9	7,5	7,1	6,5	5,9	5,3	-	-	
	48	-	-	-	-	-	6,6	6,3	6	5,8	5,5	5,3	4,8	4,3	3,8	3,4	-	
	48 (88°)	24	-	-	-	17,5	16,9	16,3	15,6	14,9	14,2	13,4	-	-	-	-	-	-
		30	-	-	-	-	13,5	13,1	12,7	12,2	11,9	11,3	10,9	10,3	-	-	-	-
36		-	-	-	-	10,1	9,9	9,6	9,4	9,2	8,9	8,7	8	7,3	-	-	-	
42		-	-	-	-	7,2	7,1	6,9	6,6	6,4	6,3	5,9	5,6	5,3	-	-	-	
48		-	-	-	-	-	6,2	5,9	5,6	5,3	5,1	4,8	4,4	3,9	3,5	3,1	-	
54 (88°)		24	-	-	-	15,1	14,7	14,3	13,9	13,5	13	12,5	-	-	-	-	-	-
		30	-	-	-	-	11,9	11,7	11,4	11,1	10,6	10,3	10	9,6	-	-	-	-
	36	-	-	-	-	8,9	8,8	8,7	8,7	8,5	8,3	8,2	7,8	7,2	-	-	-	
	42	-	-	-	-	6,7	6,6	6,3	6,2	6,1	5,9	5,8	5,5	5,2	-	-	-	
	48	-	-	-	-	-	5,3	5,2	5,1	4,9	4,7	4,5	4	3,6	3,1	-	-	
	60 (88°)	24	-	-	-	12,7	12,4	12	11,8	11,3	11	-	-	-	-	-	-	-
		30	-	-	-	-	9,5	9,5	9,4	9,3	9,1	8,9	8,7	8,5	-	-	-	-
36		-	-	-	-	7,4	7,3	7,2	7,1	7,1	7,1	6,9	6,7	6,4	6	-	-	
42		-	-	-	-	5,5	5,5	5,4	5,4	5,3	5,3	5	4,7	4,3	-	-	-	
48		-	-	-	-	-	3,9	3,9	3,8	3,8	3,7	3,6	3,4	3,2	3,1	-	-	

Figuur 5.054: Tabel van de capaciteit van een 140-tons rupskraan

5.3.3 Basisregels voor de ontwerper

Men kan zich afvragen: Hoe wordt een prefab-betonconstructie optimaal ontworpen?

De ontwerper/constructeur dient het ontwerp, de constructie, te toetsen aan de volgende criteria:

- een helder krachtenverloop en voldoende samenhang;
- verbindingen die in dat patroon passen;
- elementen als resultaat die maakbaar, transporteerbaar en eenvoudig monteerbaar zijn;
- de mogelijkheden van beton optimaal benut en functies integreert en
- de minimale som van de integrale kosten.

5.3.4 Ontwerp en eisen volgens het Bouwbesluit

De eigenschappen van beton zijn veelzijdig en worden aan de hand van de onderwerpen volgens het Bouwbesluit toegelicht, te weten:

- veiligheid;
- gezondheid;
- bruikbaarheid;
- energiezuinigheid.

Veiligheid

- beton is constructief veelzijdig;
- beton is brandwerend.

Gezondheid

Geen ontoelaatbare uittreding van schadelijke stoffen, gassen en straling.

Dit is te bereiken door:

- gebruikelijke betonsamenstellingen te kiezen of een speciale, op recept, als dat nodig is;
- de vormgeving zodanig te kiezen dat stofranden en vuilinsluitingen worden voorkomen.

Beton heeft een dicht oppervlak en is ongediertebestendig. Bij productiegebouwen voor levensmiddelen is dit onder meer van groot belang.

Bruikbaarheid

- beton, ook prefab beton, garandeert een grote vormvrijheid;
- drager en afbouw zijn te combineren. Bijvoorbeeld bij een sandwichgevel-element worden drager (=binnenwand) en gevel(=buitenblad) gecombineerd in een element;
- beton kan worden toegepast als constructief beton en als architectuur- of sierbeton;
- de massa van beton bevordert geluidisolatie, reduceert geluidoverdracht;
- beton is vandalisme- en stootbestendig;
- beton is vochtbestendig en is vorstbestendig uit te voeren.

Energiezuinigheid

- het vermogen om warmte te accumuleren.

Voor een prefab-betonconstructie kunnen standaardmallen of projectgebonden mallen worden ingezet. Voor de dakbalken van hallen worden bijna uitsluitend standaard mallen ingezet om de dakbalken economisch te kunnen produceren. De balkdoorsnede is bijvoorbeeld I-vormig en vastgesteld. De balklengte wordt per project aangepast. Voor veel gebouwconstructies worden projectgebonden mallen ingezet, die tijdens de productie van de elementen nog diverse malen omgebouwd worden ten behoeve van nevenmerken.

Hierna volgt een aantal basiselementen, zoals vloeren, wanden, kolommen en balken nader besproken.

5.3.5 De basiselementen

Globaal wordt hier een aantal elementen besproken, die de basis vormen voor de ontwerpen in prefab beton. Voor gedetailleerde informatie kan men terecht op de websites van de prefab-betonbedrijven, zoals deze zijn opgenomen in deze uitgave.

Vloeren

Een kanaalplaatvloer kan economisch een grote overspanning maken en de betreffende gebouwen worden daardoor vaak zonder tussenkolommen uitgevoerd. De aan de onderzijde geïsoleerde kanaalplaat wordt specifiek voor begane-grondvloeren geproduceerd.

De kanaalplaat wordt inmiddels onder meer door VBI in de fabriek van leiding sleuven voorzien, waardoor de leidingen eenvoudig op het werk binnen de vloerdikte kunnen worden aangebracht. De leiding sleuven kunnen niet vlak naast de opleggingen worden gemaakt, vanwege de plaatselijke verzwakking van de vloerdoorsnede (foto's 5.055 en 5.056). Ook worden speciale badkamer-vloeren geleverd, waarmee het gewenste hoogteverschil tussen vloer en badkamer wordt gerealiseerd.



Foto 5.055: Kanaalplaten voorzien van leiding sleuven en sparringen



Foto 5.056: De leiding is in de leidingsleuf aangebracht. De sleuf loopt deels evenwijdig aan de oplegging

Een ander - veel toegepast - vloersysteem is de bekistingsplaatvloer. De bekistingsplaatvloer bestaat uit een prefab betonnen plaat dik 50 à 70 mm die in het werk afgestort wordt, zodanig dat de gewenste vloerdikte gerealiseerd wordt. De elementbreedte is maximaal 3,0 m. De gewapende bekistingsplaatvloer wordt vaak toegepast bij een overspanning van maximaal circa 6,0 m. Bij overspanningen van 6,0 - 9,0 m verdienen voorgespannen bekistingsplaatvloeren meestal de voorkeur. Vaak wordt voor een bekistingsplaatvloer gekozen als de vloer regelmatig in twee richtingen moet overspannen, de plattegrondvormen ingewikkeld zijn e.d. Een gebouw uitgevoerd met bekistingsplaatvloeren en een prefab draagconstructie is over het algemeen minder snel te bouwen dan een volledig geprefabriceerd gebouw. Bij een volledig geprefabriceerd gebouw is de inzet van personeel efficiënt omdat een gespecialiseerde montageploeg achter elkaar het gebouw kan monteren. Voor het storten van vloeren is ander materiaal en meestal ook ander personeel benodigd.

Een combinatie van kanaalplaat en bekistingplaat treft men aan bij de Wingvloer, geleverd door Betonson (foto's 5.057 en 5.058). Ook hier is de gedachte om leidingen op het verlaagde deel aan te brengen en zonodig via het hogere kanaalplaatdeel door te steken naar de andere zijde van het element. Het verlaagde vloerdeel met leidingen kan worden volgestort of afgedekt.

Ook is er al langere tijd een 'Volleplaatvloer' op de markt, geleverd door onder meer Orion, waar in de massieve plaat alle gewenste voorzieningen worden meegenomen (foto's 5.059 en 5.060).

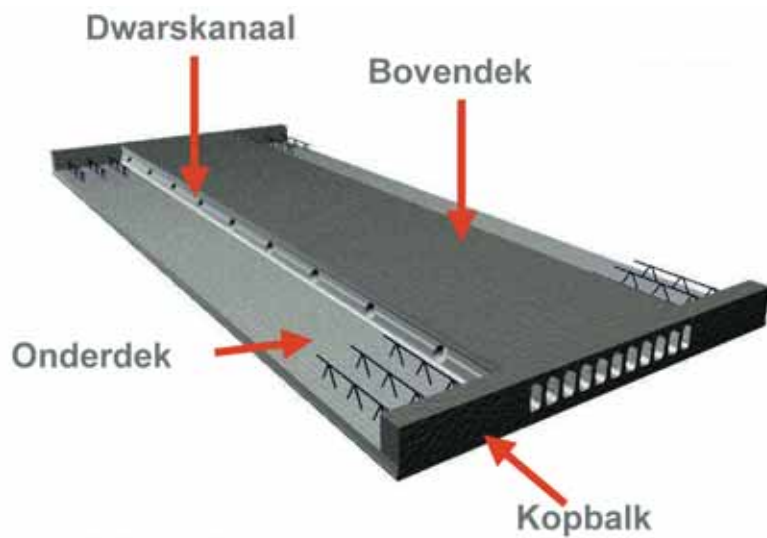


Foto 5.057: Een schematische weergave van de Wingvloer



Foto 5.058: Op de vleugels zijn de leidingen gemonteerd, die ook nog deels oversteken door het kanaalplaatdeel heen



Foto 5.059: De vervaardiging van een Volleplaatvloer in de fabriek

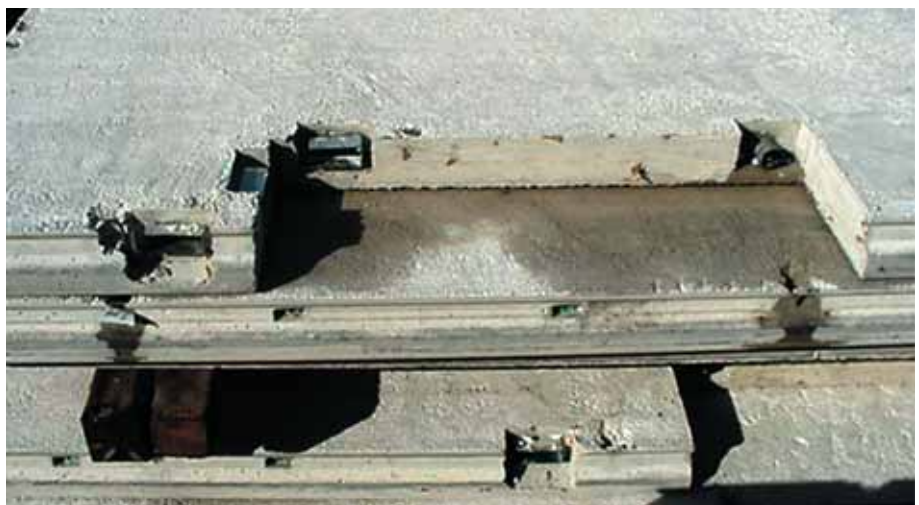


Foto 5.060: In de voeg tussen de platen komt de verbinding van de leidingen tot stand

Een bijzonder product is de BubbleDeckvloer, een variant op de bekistingplaatvloer door daarin ballen op te nemen, die in de later te storten vloer voor gewichtvermindering zorgen en het mogelijk maken om de vloer in twee richtingen te laten dragen. Deze mogelijkheid is enige jaren geleden op de markt geïntroduceerd door Dycore.



Foto 5.061: De BubbleDeckvloer in de uitvoeringsfase. Het bovennet moet na de montage nog worden gecombineerd

Wanden

Voor een groot aantal bouwtypen is het zinvol te overwegen om in de gevel geen kolommen als onderdeel van de draagconstructie toe te passen. Voorbeelden zijn: woon-, kantoor-, laboratorium-, school- en ziekenhuisgebouwen.

Voor veel gebouwen is de gevel deels gesloten, gegeven de eisen van lichttoetreding, thermische isolatie, geluidisolatie, comfort etc.

Een aantal afwegingen kan leiden tot de integratie van drager en gevel.

Te noemen zijn:

- een vlak binnenspouwblad is praktisch in verband met kabelgoten, aansluiting van tussenwanden, een eenvoudige binnenwandafwerking, esthetica e.d.;
- een betonnen binnenspouwblad is sterk en stijf en kan in horizontale en verticale richting als drager fungeren voor diverse gevelbekledingen, zoals glasgevels, keramische tegels, metselwerk etc. en niet te vergeten architectuurbeton;
- een betonnen binnenspouwblad heeft massa en draagt bij aan een comfortabel binnenklimaat gegeven z'n warmteaccumulerende vermogen. Vooral een binnenspouwblad is hier effectief, omdat het niet geïsoleerd is door tapijt of verlaagde plafonds en het zich dicht in de buurt van een werkplek bevindt;
- een betonnen borstwering voorkomt brandoverslag.

De integratie van drager en afbouw is echter niet gewenst aan de zijde van een gebouw waar men later wil gaan uitbreiden.

Vlakke dragende binnenspouwbladen

De binnenspouwbladen dragen de verticale belasting af via de penanten indien de wand gelijkmatig wordt ondersteund. De eindpenanten van een dragend binnenspouwblad worden met name belast als deze aansluiten op een onderliggende kolom of als het wandelement maar deels via een constructieve voeg de kracht naar het onderliggende element kan overdragen. Dit kan resulteren in een zodanig hoge normaalkracht dat het de dikte van het binnenspouwblad bepaalt. Vlakke binnenspouwbladen worden vanwege kosten niet dikker uitgevoerd dan circa 220 mm. Bijvoorbeeld: de binnenspouwbladen met 600 mm brede penanten van een kantoorgebouw van tien bouwlagen - waarvan de vloeren een overspanning hebben van 9,0 m, welke per 5,40 m worden ondersteund, kunnen 200 mm dik worden uitgevoerd.

De binnenspouwbladen worden meestal voorzien van een draagneus waarop de kanaalplaatvloer wordt opgelegd. Ook kunnen binnenspouwbladen in combinatie met andere vloersystemen worden toegepast, bijvoorbeeld een bekistingplaatvloer. Bij zo'n vloer kan de draagneus vervallen en dient de vloer voorzien te worden van de geschikte wapening. Het binnenspouwblad kan voorzien worden van een prefab betonnen opstand ter hoogte van de vloer dik 60 à 70 mm ter vermindering van randbekisting. Dit geeft wel de nodige aandacht ten aanzien van detaillering van de wapening. Een alternatief is om reeds in de fabriek of op het tasveld een tijdelijke randbekisting aan te brengen. Qua montage is een wand een gunstig element, omdat in één montage-handeling een stabiele lijnvormige ondersteuning voor een vloer gerealiseerd wordt. De wand wordt op hoogte gesteld en tijdens de montage loodrecht op zijn vlak geschoord.

Binnenspouwbladen voorzien van verdikte (eind)penanten

Binnenspouwbladen worden voorzien van verdikte eindpenanten als de kolomfunctie niet meer opgenomen kan worden door de vlakke wand. De voordelen van een vlakke wand zoals voorgaand genoemd komen hiermee vanzelfsprekend te vervallen.

Kolommen en balken

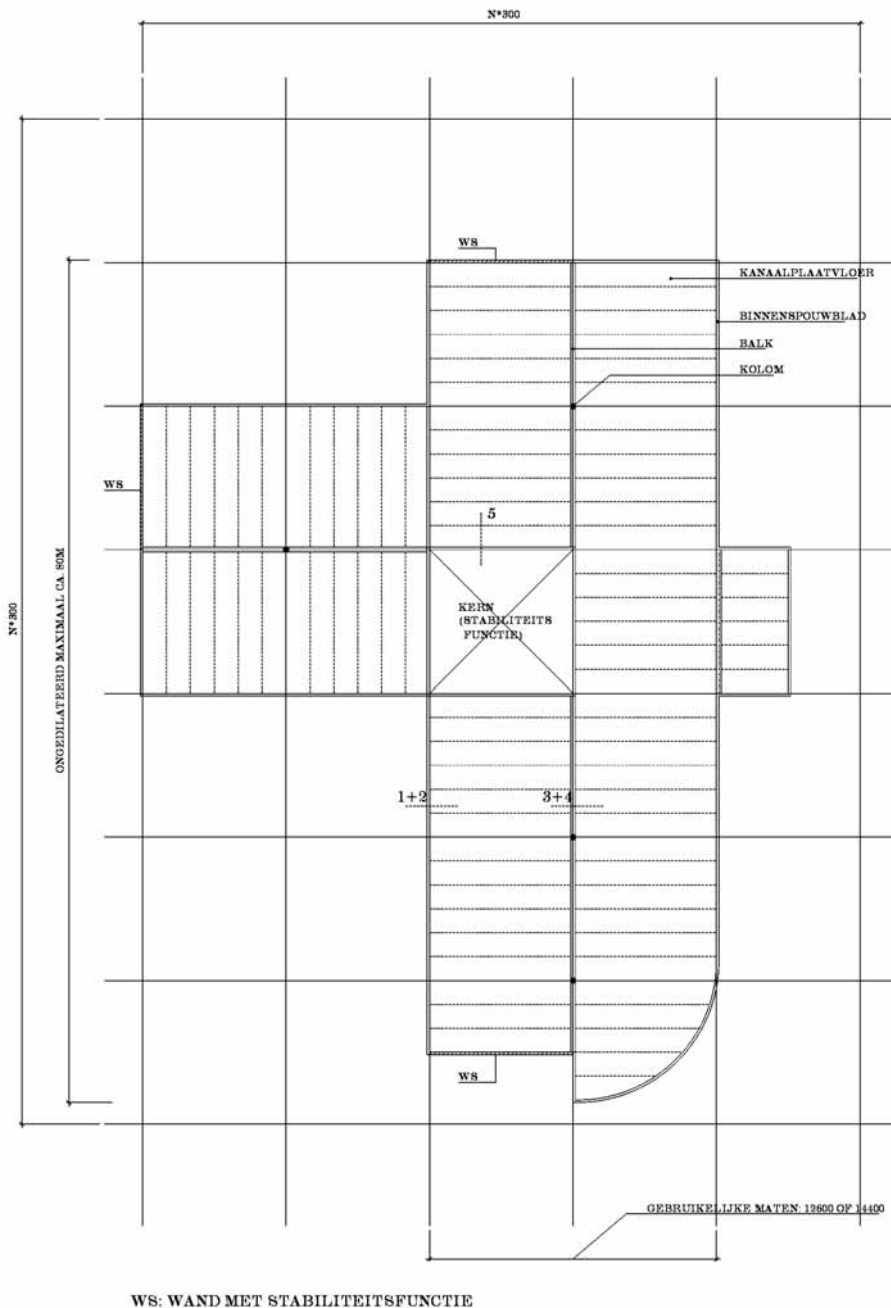
Voor kolommen en balken wordt qua bouwmethodiek het volgende geadviseerd: Voer rechthoekige kolommen doorgaand uit over 2 à 3 verdiepingen als de montageomstandigheden op de bouwplaats dat toelaten. De balken worden uitgevoerd als een aan twee zijden vrij opgelegde ligger en opgelegd op consoles van de kolommen waarop oplegmateriaal is aangebracht. Door middel van stekken, uit de console stekend en passend in de sparring in de balk, kan samenhang in de constructie worden verkregen. Balken worden gewapend en/of voorgespannen volgens het lange-banksysteem uitgevoerd.

Ronde kolommen worden verticaal gestort. Aanbevolen wordt bij verticaal gestorte kolommen de balken doorgaand uit te voeren en gebruik te maken van een systeem van gerberliggers. Balken doorgaand over steunpunten worden meestal gewapend en niet voorgespannen. Indien voorspanning van de balk wel gewenst is, bijvoorbeeld gegeven de gewenste slankheid, wordt aanbevolen de verticaal gestorte kolom wel van een kolomkop te voorzien en de balken als ligger met twee scharnierende steunpunten uit te voeren. Het verloop van de voorspanning wordt bij voorkeur eenvoudig gehouden en dat is meestal recht onderin de balk, dus niet geschikt voor balken waarin zowel positieve als negatieve momenten afwisselend optreden.

Voor de kolommen is in het Hoofdstuk 8, Industriegebouwen, een aparte plaats ingeruimd, zie daarvoor deel 8.1 en 8.2.

5.3.6 Draagconstructie, stabiliteit en dilataties

De draagconstructie, de stabiliteit en het dilateren van een gebouw worden hiernavolgend in hoofdlijn besproken aan de hand van een plattegrond van een kantoorgebouw (fig. 5.062).



Figuur 5.062: Een voorbeeldplattegrond van een kantoorgebouw

Draagconstructie

De draagconstructie van het kantoorgebouw is samengesteld uit binnenspouwbladen in het gevelvlak, kolommen en balken en een kanaalplaatvloer.

De kanaalplaatvloer is meestal 200 mm hoog bij een overspanning van 7200 mm, 320 mm hoog bij 12600 mm en 400 mm hoog bij 14400 mm.

De maten 12,600 m en 14,400 m zijn heel gebruikelijk voor kantoren. De maat 12,600 m ontstaat door een gang, breed 1800 mm, en aan weerszijde twee kamers, diep 5400 mm. Bij 14,400 m is één kamer 7200 mm in plaats van 5400 mm diep en daardoor geschikt als vergaderruimte e.d.

Stabiliteit en dilataties

De stabiliteit van een gebouw met een hoogte tot circa 50 m wordt meestal gerealiseerd door wanden die gesitueerd zijn rondom de liftschachten, trappenhuisen en in het gevelvlak.

De lengte van de benodigde stabiliteitsvoorzieningen bedraagt meestal 1/5 à 1/7 van de hoogte van het gebouw. Tevens dienen de betreffende wanden zoveel mogelijk verticaal te worden belast door de aanliggende vloervelden om daarmee voldoende druk te organiseren om drukspanningen of lage trekspanningen in het beton te kunnen realiseren, zodat de stijfheid van het verticale element niet afneemt.

In een gebouw worden dilataties aangebracht om krachten ten gevolge van opgelegde vervormingen (krimp en temperatuur) en verplaatsingen in horizontale richting (wind) dan wel verticale richting (zettingsverschillen) te voorkomen of te verkleinen.

Gebouwen met een geprefabriceerde betonnen draagconstructie met een lengte groter dan 80 meter worden meestal gedilateerd. Dit betreft gebouwen, zoals kantoorgebouwen, waarvan de hoofddraagconstructie niet belast wordt door grote temperatuur- en/of vochtwisselingen. Indien dit wel het geval is, verdient dit een nadere analyse van de opgelegde vervormingen om de ongedeelde gebouwlengte te kunnen bepalen.

Prefab-betonelementen zijn geproduceerd met betonsterkteklasse B 45, B 65 of hoger waarvan de krimpinvloed na het monteren nog maar beperkt is. De krimp ten gevolge van verharding en de eerste krimp door uitdroging is reeds opgetreden voordat het element is gemonteerd.

Een gebouwdilatatie dient men zo veel mogelijk te vermijden, gezien de kosten en de techniek. Door de dilatatie wordt in feite een gebouw in tweeën geknipt. Dit vereist extra verticale stabiliteitvoorzieningen, goedwerkende details alwaar verplaatsingen kunnen worden opgenomen en de juiste bouwkundige afwerking van vloeraansluitingen, dilataties in bouwkundige wanden e.d.

De stabiliteit kan worden verzorgd door een aantal wanden. De locatie van deze wanden wordt door een aantal zaken bepaald; te noemen zijn:

- vanaf een vast punt, een stabiliteitelement, mag een vloerveld niet langer zijn dan 40 à 50 m;
- een vloerveld dient niet opgespannen te worden tussen twee vaste punten;
- de wand dient naast de stabiliteitsfunctie ook bij voorkeur een effectieve ruimte-scheidende functie te vervullen, zoals een trappenhuiswand;
- de wand dient geen obstakel te vormen;
- de wand moet worden belast door vloeren.

De windbelasting wordt door de gevels overgedragen naar de vloeren. De vloeren functioneren als horizontale schijven die hun belasting weer afdragen op de verticale stabiliteitvoorzieningen. Het statische schema van

de stabiliteitsvoorziening is een verticale ligger, buigvast verbonden met de fundering bestaande uit poeren of balken ondersteund door palen of een op staal gefundeerde funderingsplaat, waardoor verend ingeklemd.

De fundering is dus een wezenlijk onderdeel van de stabiliteitsvoorziening. In het volgend deel van dit hoofdstuk wordt dieper op de stabiliteit van een constructie ingegaan.

De horizontale schijf wordt verkregen door de kanaalplaatvloerelementen aan de kopse zijden te koppelen door trekbanden over de gehele lengte van het vloerveld en deze aan de einden van de trekband om te zetten, zodat de trekband verankerd is. De trekbanden worden schuifvast aan de vloerelementen verbonden, gebruikelijk door koppelwapening $\varnothing 12$ mm hart op hart 1,2 m aan te brengen in de langsvoegen tussen de kanaalplaten, waarmee tevens de samenhang in de vloerschijf is verkregen, de trekband is immers nu 'opgehangen' aan de schijf.

De krachten werkend op de vloerschijven moeten door de constructie heen naar de fundering worden afgevoerd. Dat is essentieel en de uitdaging voor de ontwerper om dat zo helder mogelijk te regelen.

5.3.7 Details

Belangrijke aandachtspunten

Bij het ontwerpen van details en verbindingen dient gelet te worden op een aantal aspecten:

Eenvoud en maakbaarheid

De beste verbinding is natuurlijk geen verbinding, gegeven de eenvoud. Voorts worden meestal de eenvoudigste verbindingen verkregen als de elementen al stapelend op hoogte kunnen worden gemonteerd. Het ene element ligt op het andere en daarmee is een verticale verbinding vaak al voldoende gerealiseerd.

De oplegging van een vloer centrisch op een wand is daar een goed voorbeeld van.

Een vloer hangend aan een wand is natuurlijk geen gestapelde constructie.

Ook dat is in prefab beton te realiseren, maar minder eenvoudig.

De vloer dient dan tijdelijk ondersteund te worden alvorens de 'natte' verbinding vloer-wand gerealiseerd kan worden.

Stabiel tijdens montage

De elementen dienen zodanig vormgegeven en aangesloten te worden dat tijdens montage geen of zo min mogelijk tijdelijke voorzieningen of ondersteuning benodigd zijn. Door bijvoorbeeld de verbinding balk-kolom zodanig uit te voeren dat de balk niet kantelt ten gevolge van de montage van de vloerelementen.

Beïnvloeding montagevolgorde

Ontwerp een verbinding zodanig dat de montagevolgorde er niet ontoelaatbaar door wordt bepaald. Bijvoorbeeld een kolom waarop twee balken aansluiten.

Als balk 1 gegeven de verbinding altijd voor balk 2 gemonteerd moet worden, kan dat een probleem zijn.

Montagesnelheid, monteerbaarheid

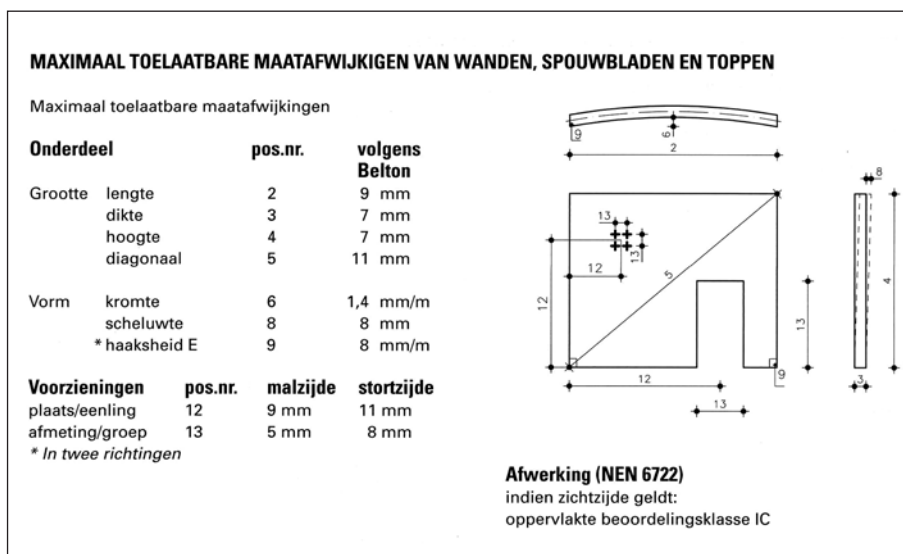
Een verbinding dient het tempo van montage niet te verstoren. Met een droge verbinding, een verbinding zonder mortel, is dat meestal prima te realiseren. Denk aan een kanaalplaatvloer die ligt op een balk. Tussen vloer en balk is een oplegmateriaal van rubber of vilt voorzien.

Maar ook een natte verbinding, meestal bestaande uit een mortelvoeg, hoeft het montagetempo niet te verstoren bij een goede werkplanning en werkvolgorde. Wel vraagt een natte verbinding over het algemeen meer arbeid om aan te brengen.

De voordelen van een mortelvoeg zijn het overbrengen van grote drukkrachten en het opvangen van element- en montagetoleranties.

Afwijkingen

Maatafwijkingen van elementen en elementplaatsing worden opgenomen in de verbindingen. Figuur 5.063 geeft een voorbeeld van elementtoleranties voor niet voorgespannen wandelementen. Meer gegevens zijn opgenomen in bijlage II en III [5.7].



Figuur 5.063: Maximaal toelaatbare maatafwijkingen [5.7]

Deze maximaal toelaatbare maatafwijkingen zijn opgesteld door BELTON, de vereniging van fabrikanten van bouwelementen voor betonconstructies.

Heldere krachtwerking

Zoals voorgaand reeds is aangegeven dient men een heldere krachtswerking in de constructie na te streven. Zowel de stabiliteit als de integriteit, de samenhang in de constructie, dienen te zijn verzekerd. Alle krachten dienen helder en volgbaar naar het funderingsysteem en de dragende ondergrond te worden afgevoerd.

Verbindingstypen, volgens de mechanica

Verbindingen brengen krachten over. De volgende typen zijn te onderscheiden:

Vrije oplegging:

Een verbinding die alleen in verticale richting een kracht overbrengt.

Bijvoorbeeld een vloer opgelegd op een wand.

Scharnierende verbinding:

Een verbinding die in verticale en in horizontale richting krachten overbrengt.

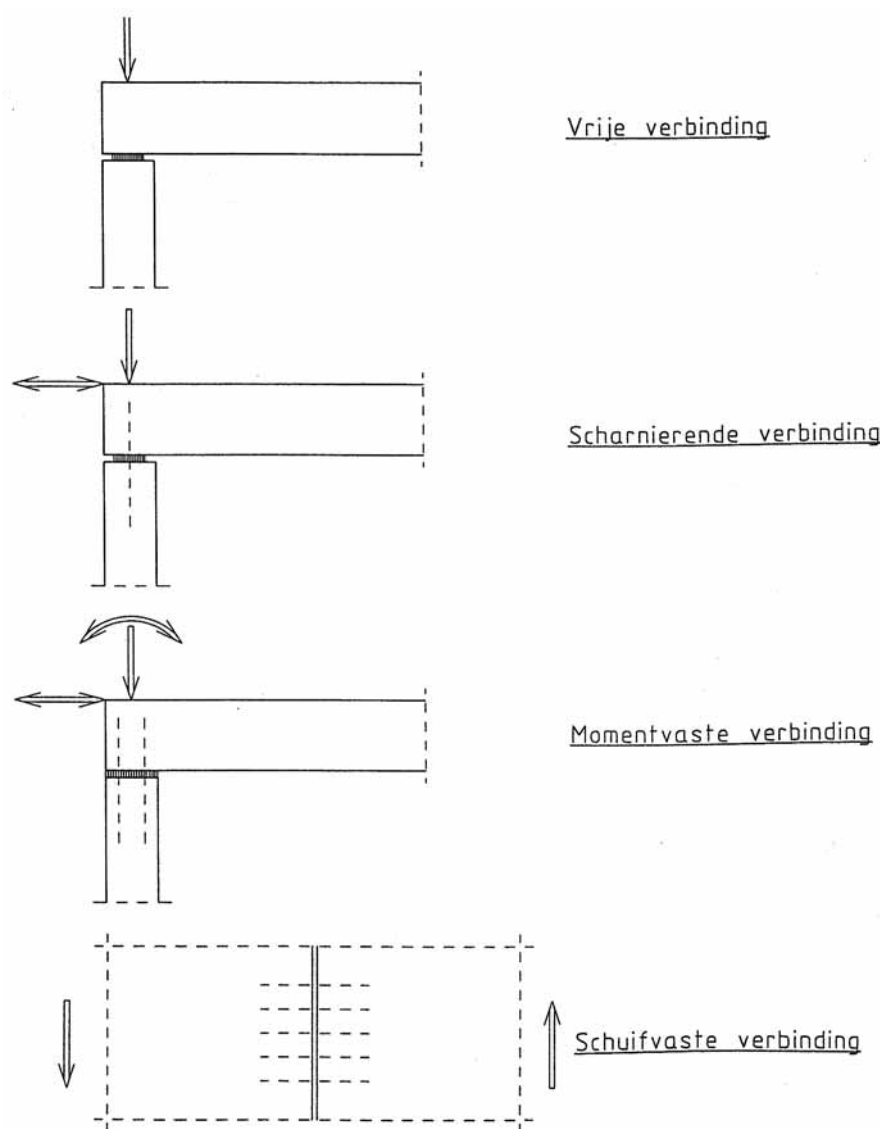
Momentvaste verbinding:

Een verbinding die horizontale, verticale krachten en momenten overbrengt.

Schuifvaste verbinding:

Een verbinding die schuifkrachten overbrengt.

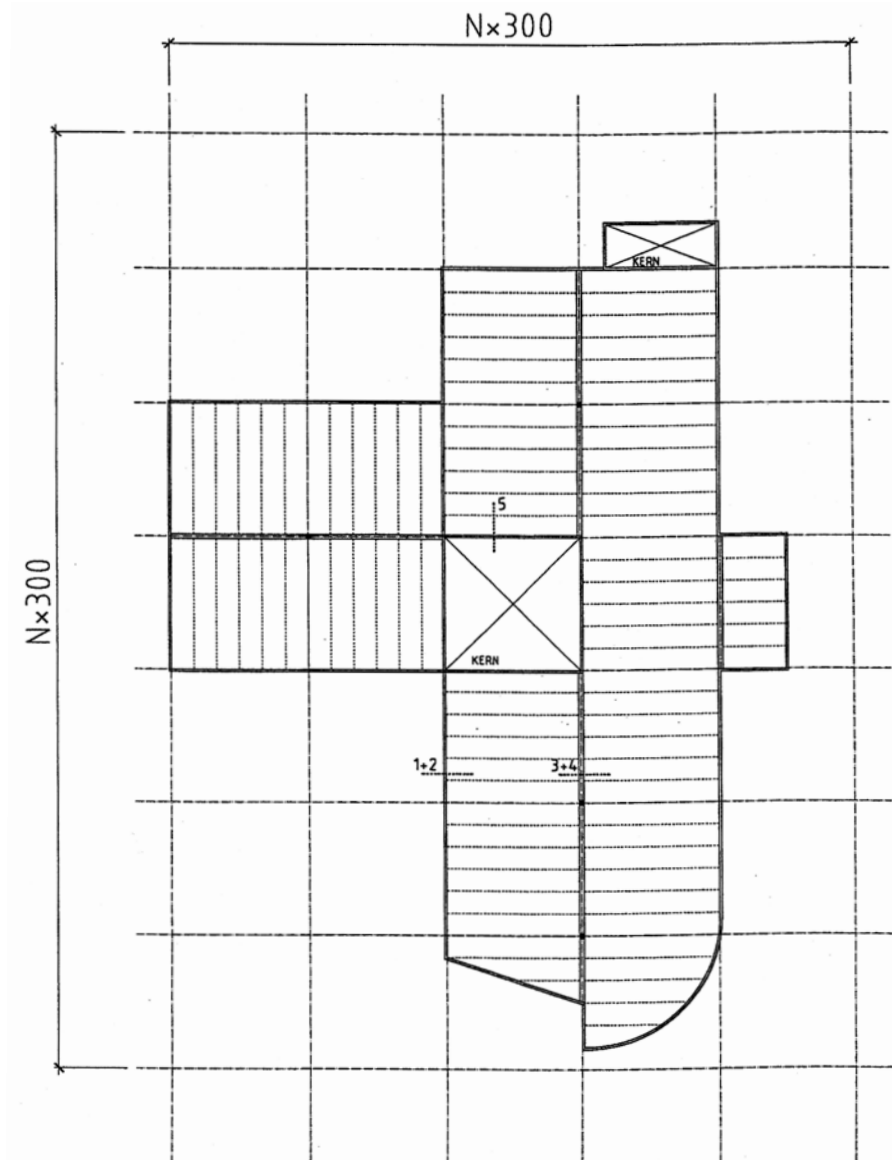
In figuur 5.064 zijn schematisch de bovenstaande verbindingen aangegeven.



Figuur 5.064: Soorten verbindingen

Diverse verbindingen

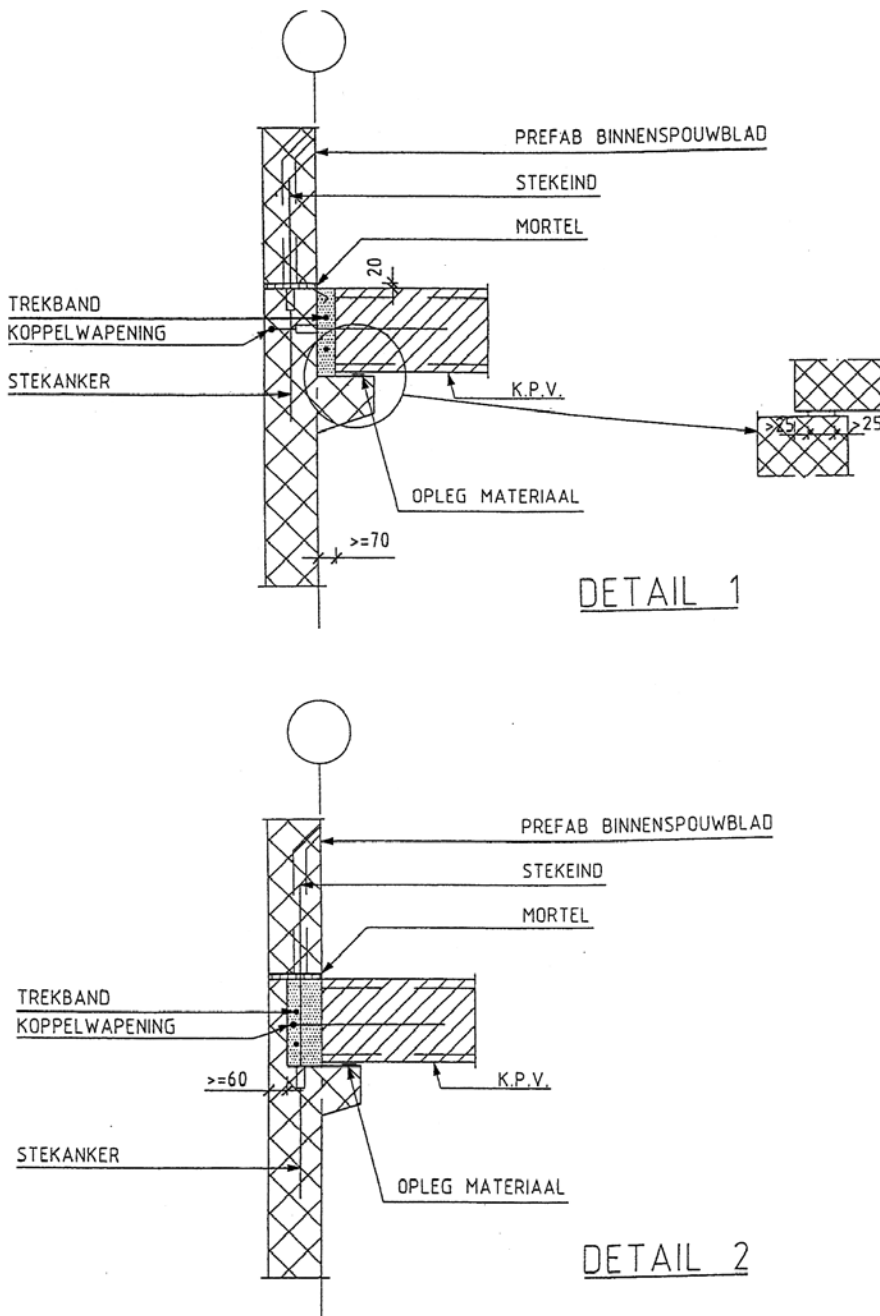
Hier wordt niet gepretendeerd dat alle verbindingen volledig de revue passeren. Het is de bedoeling om het ontwerpen en het denken inzake verbindingen in prefab beton te illustreren. Voor een fictieve plattegrond van een gebouw zie figuur 5.065. De hiernavolgend beschreven details zijn daarin aangegeven.



Figuur 5.065: Fictieve plattegrond

De vloer als horizontale schijf

De vloerelementen vormen een horizontale schijf als de voegen rondom de elementen schuifvast uitgevoerd worden en het vloerveld ter plaatse van de koppen van de vloerelementen voorzien zijn van trekbanden over de volledige lengte van het vloerveld. Zie figuur 5.066 de details 1 en 2 voor de locatie van een trekband bij oplegging op een wand. Figuur 5.067 laat de trekband zijn bij oplegging op een balk.



Figuur 5.066: De plaatsing van de trekbandwapening in relatie tot de kanaalplaatlengte en wijze van realiseren van de oplegging

De koppelwapening verzorgt de horizontale koppeling tussen de wand/balk en vloer. Tevens is de trekband door de horizontale koppelwapening schuifvast met de vloer verbonden. De reactiekracht van de schijf dient vanuit de trekband naar het stabiliserende verticale element te worden geleid, door de verbinding tussen trekband en stabiliserend element middels wapening tot stand te brengen. De voegen worden met mortel of betonspecie gevuld, meestal sterkteklasse B 25. De drukboog in de vloerschijf belast de voegen op druk, hetgeen de op te nemen schuifkracht door de voeg heen verhoogt. Toleranties worden opgevangen in de voegen.

Kanaalplaatvloer - wandaansluiting

Voor de bouwknoop zie wederom figuur 5.066 de details 1 en 2.

Deze bouwknoop is stabiel tijdens montage. De wand zal niet wegdraaien als de kanaalplaat wordt gemonteerd. Tijdens de montage is de wand natuurlijk in horizontale richting gefixeerd door middel van schoren.

De verbinding kanaalplaat-wand is scharnierend uitgevoerd. De kanaalplaat wordt berekend als een ligger op twee steunpunten, aan weerszijde niet ingeklemd.

De kanaalplaatvloer wordt bij utiliteitsbouw meestal op een draagneus voor de dragende wand gelegd. Dit omdat de overdracht van de verticale belasting beperkt is vanwege de kanalen in de vloerplaat en een inklemmingsmoment, wat resulteert in trek bovenin de kanaalplaat, niet goed opgenomen kan worden door de afwezigheid van een effectieve bovenwapening.

Bij woningbouw, laagbouw wordt de kanaalplaatvloer wel in de dragende wand gelegd. De verticale belasting is laag en de vloer wordt zodanig stijf uitgevoerd dat inklemmingsmomenten te verwaarlozen zijn. Een studie over dat onderwerp is te vinden in Stupre Rapport 37 [5.2]. Ook in hoofdstuk 10 komt dit onderwerp aan de orde.

Scharnierende balk - kolomaansluiting

Voor de bouwknoop zie figuur 5.067 detail 3.

De balk is droog met behulp van oplegmateriaal opgelegd op de console van de kolom. Met uitstekende stekken in de omhullingbuizen van de balk die gevuld worden met mortel is de balk gekoppeld aan de kolom. De koppeling kan in eindsituatie krachten overbrengen, maar ook tijdens montage is fixatie van kolom en balk wenselijk gelet op veiligheid. De balken worden vaak voorgespannen met behulp van het lange-banksysteem ter verkrijging van een minimale balkhoogte.

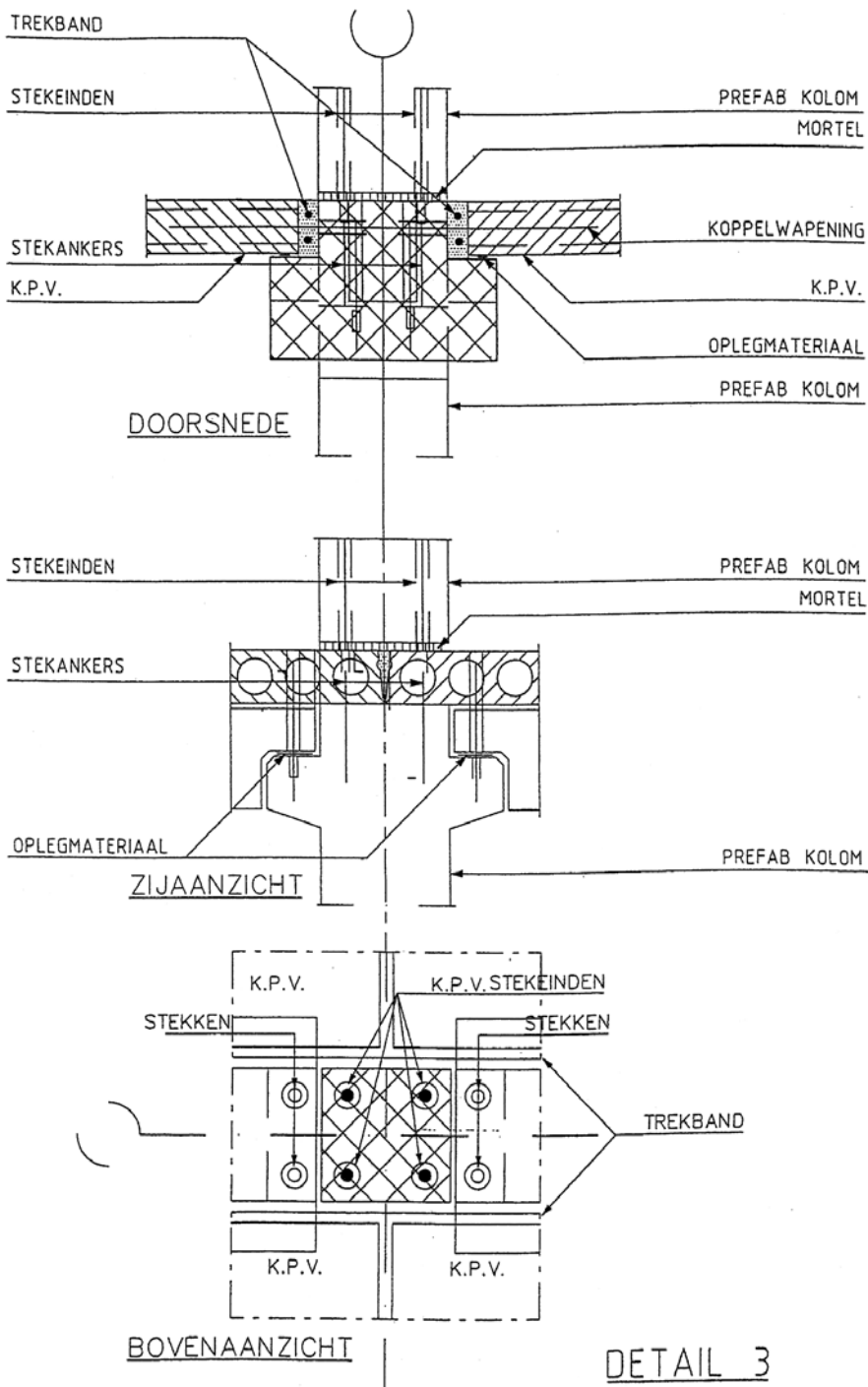
Het voorspanverloop is recht en de voorspanning bevindt zich onderin de balk. Een kolomelement wordt vaak uitgevoerd over twee of drie verdiepingen ter beperking van het aantal elementen. Gegeven het voorgaande worden de balken meestal uitgevoerd als ligger op twee steunpunten (aan weerszijde niet ingeklemd).

Momentvaste kolom - balkaansluiting

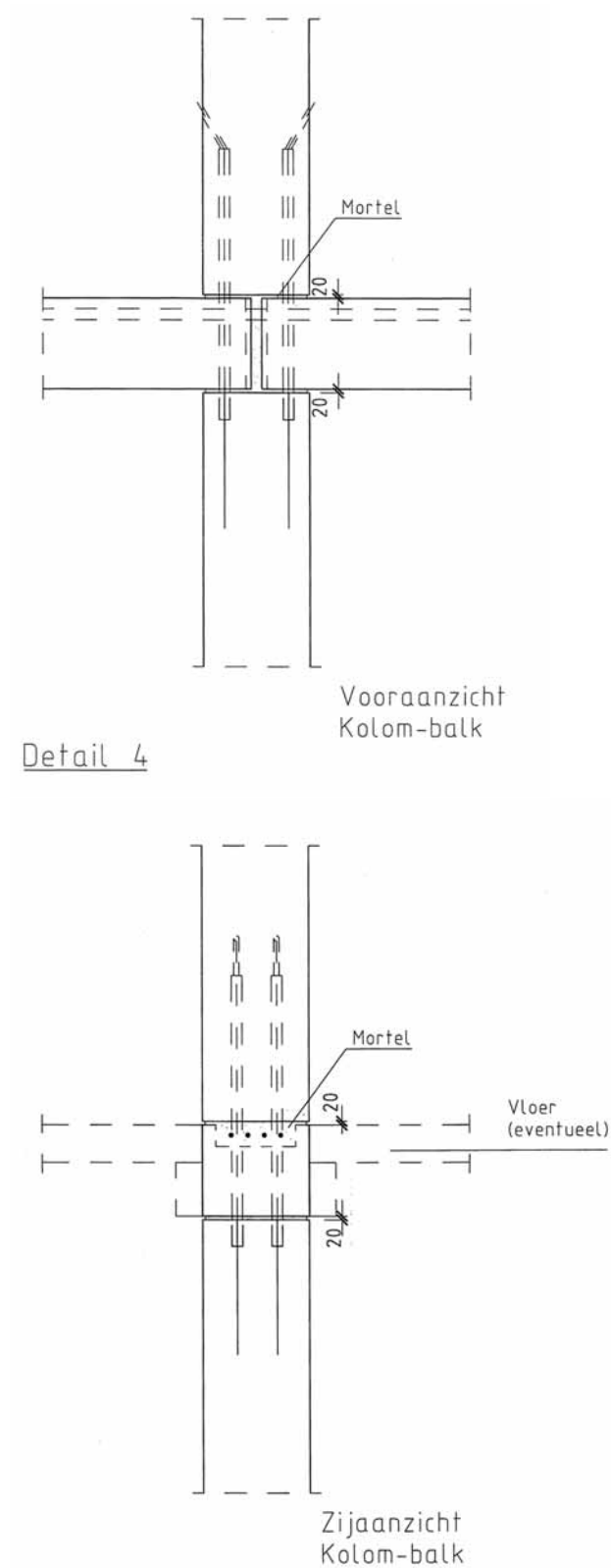
Een voorbeeld is gegeven in figuur 5.068 detail 4.

Soms is het noodzakelijk om een momentvaste kolom - balkverbinding toe te passen. In het gegeven detail is ervoor gekozen om de balk te delen boven de kolom. Bovenwapening dient in het werk ingeschoven te worden vanuit een balkelement. Dit detail moet een combinatie van grote krachten overbrengen. Gekozen is voor een mortelvoeg tussen balk en kolom gegeven het overbrengen van een grote horizontaalkracht. De detaillering is zodanig gekozen dat de elementen eenvoudig zijn en dat geen aanvullende bekisting benodigd is. Dit detail is niet gebruikelijk voor kantoorgebouwen. Men dient daarbij te bedenken dat slechts een deel van de belasting al aanwezig is, voordat de verbinding tot stand komt. De dan al aanwezige belasting draagt dus niet bij aan het opbouwen van een steunpuntsmoment. Voor veel constructies is de 'winst' van de inklemming dus beperkt, zie bijvoorbeeld de bruggen en viaducten, die bijna allemaal statisch bepaald worden uitgevoerd.

Het eigen gewicht deel kan 40 tot 50% bedragen van de totale belasting!



Figuur 5.067: De oplegging van de kanaalplaten op een betonbalk, waarbij de trekbandwapening wordt gecontinueerd en de verbindingwapening voor de samenhang van de constructie als koppelwapening door de balk heen wordt gevoerd en dan wordt gegroot



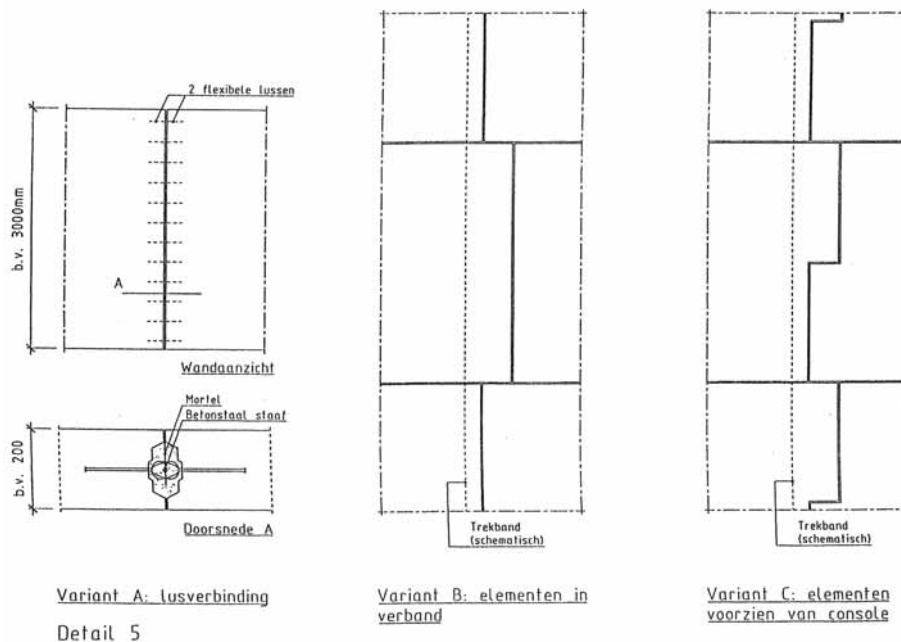
Figuur 5.068: Een ingeklemde verbinding. Een oplossing die zelden effectief is en daarom zo veel mogelijk wordt vermeden

Elementen doorstapelen (horizontale voeg)

Een element wordt op steltegeltjes geplaatst en de horizontale voeg wordt volgezet met mortel. Tussen prefab elementen onderling wordt meestal 20 mm aangehouden. Tussen een prefab element en een ter plaatse gestorte constructie wordt vaak 30 mm aangehouden. Elementen worden onderling verticaal gekoppeld door uit het onderliggende element stekende stekken. Na plaatsing van het bovenliggende element, dat ter plaatse van de stekken voorzien is van omhullingsbuizen, ook wel gaines genoemd, wordt, nadat de stek in de omhullingsbuis aanwezig is, de omhullingbuis gevuld met mortel. Bijvoorbeeld een kolom - kolom verbinding voorzien van een stek in elke hoek kan momenten, normaal-, en dwarskrachten in elke richting opnemen.

Elementen schuifvast verbinden (verticale voeg)

Elementen zoals wanden en kolommen worden schuifvast verbonden door een verticale voeg te voorzien van inkassingen en flexibele luswapening, een wapeningsstaaf en mortel, zie figuur 5.069 detail 5.



Figuur 5.069: Een schuifvaste verticale voegverbinding door de voegen ten opzichte van elkaar te verschuiven of lasplaten te gebruiken

Als het aansluitende element (over de onderliggende stekken wordt gehesen) klapt de flexibele luswapening om en om in elkaar. De verbinding tussen de twee wanden wordt aangegoten met beton. De verbinding is zeer geschikt zolang de krachten, die moeten worden overgebracht, niet al te groot zijn.

Een schuifvaste verbinding tussen twee wanden of een wand en een kolom kan ook uitgevoerd worden met lasverbindingen. Een lasverbinding vervormt meestal meer dan een mortelverbinding omdat een mortelverbinding over de gehele wandhoogte is aangebracht en een lasverbinding plaatselijk. Lasverbindingen dienen uitgevoerd te worden door een gekwalificeerde lasser. Het toepassen van enkele lasverbindingen in een project moet afgeraden worden, omdat een gekwalificeerde lasser op een werk dan meestal niet aanwezig is. In de paragraaf over Stabiliteit komt dit uitgebreid aan de orde.

Een schuifvaste verbinding tussen twee wanden kan ook gerealiseerd worden door de wanden bijvoorbeeld in een halfsteensverband te stapelen of de wanden kunnen in elkaar grijpen door de aansluitende wanden van een halve wandhoge console te voorzien. Ter plaatse van de vertanding dient een voldoende zware verticale trekband aangebracht te worden. Het halfsteensverband heeft als nadeel dat extra elementmerken benodigd zijn. Het grote voordeel is dat de zo gestapelde wand een aanzienlijk grotere stijfheid bezit. Een stijfheid, die de stijfheid van een wand zonder verticale voegen begint te benaderen. Per bouwlaag wanden vertanden heeft als nadeel dat de op halve hoogte verspringende voeg esthetisch niet altijd acceptabel is. Ook op de hoeken van het gebouw of ter plaatse van wanden die loodrecht op het gevelvlak komen te staan, kan een vertanding zorgdragen voor een gelijke verticale verplaatsing en daardoor krachten overhevelen van de ene wand naar de andere.

5.3.8 Toleranties

Opdrachtgevers, aannemers, architecten en constructeurs moeten duidelijke afspraken maken over afmetingen en maattoleranties van het eindproduct (gebouw) en de deelproducten. In de norm NEN 2886 worden maximaal toelaatbare maatafwijkingen voor gebouwen geformuleerd. De norm geeft onder andere de maximaal toelaatbare maatafwijkingen voor ruimtematen. Hieronder wordt verstaan: de afstanden tussen wanden, de vrije hoogten tussen vloeren en de diepte van de woning. Aan de samenstellende onderdelen worden afgeleide maattoleranties gesteld, alsmede aan de montage.

Bij toepassing van prefab bouwproducten wordt voor wat betreft de maatvoering onderscheid gemaakt tussen de volgende deelprocessen:

- het uitzetten van meetpunten en meetlijnen op de bouwplaats;
- de fabricage voor bouwproducten;
- het stellen op de bouwplaats (montage en/of assemblage).

Beheersing van maatafwijkingen

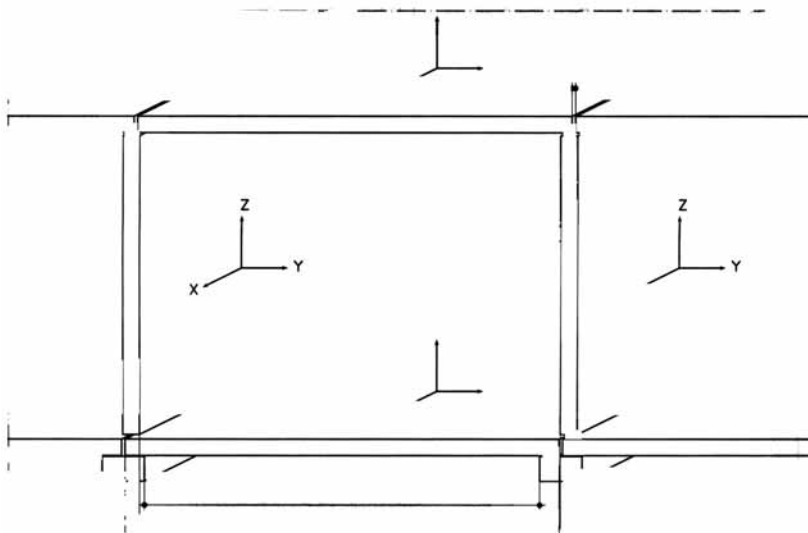
Door voldoende rekening te houden met de diverse deelprocessen kunnen veel extra kosten worden vermeden.

Dit kan gebeuren door:

- het werken met meetinstrumenten waarvan de schalen en de nauwkeurigheden niet verschillen: de keuze van het meetgereedschap en de meetmethode verdienen dus de nodige aandacht;
- het goed instrueren van de mensen die de metingen uitvoeren kan problemen voorkomen (zie hiervoor NEN 3682 Maatcontrole in de bouw, algemene regels en aanwijzingen [5.3]);
- het werken met goed gereedschap en werktuigen die afgestemd zijn op de plaatsing en montage van zware betonelementen of andere onderdelen in het werk;
- betere werk- en meetmethoden voor bepaalde 'maatgevoelige' bewerking;
- het bepalen van de juiste volgorde van 'maatgevoelige' bewerkingen tijdens het assembleren;
- het samen met de architect vaststellen van details waarin rekening is gehouden met zowel fabricage-, uitzet-, als steltoleranties;
- goed voorbereid te zijn op eventuele moeilijke en wisselende weersomstandigheden op de bouwplaats;
- het afstemmen van het type van de bekisting op de vereiste nauwkeurigheid
- ervoor te zorgen dat bij (tussen) opslag op de bouwplaats geen beschadigingen of vervormingen van de elementen kunnen optreden.

Ervaring heeft geleerd dat onvoorziene maatafwijkingen vaak leiden tot (veel) extra werk (reparaties), waarmee uiteraard kosten zijn gemoeid. Het is van belang dat binnen elk van de genoemde processen gestreefd wordt naar een optimale maatbeheersing binnen de technische en economische mogelijkheden.

In het werk moet dus rekening worden gehouden met maatafwijkingen die kunnen ontstaan bij: het uitzetten, het fabriceren van de (beton) producten en bij het monteren. De afwijking in de maatvoering is de resultante van de drie genoemde disciplines. Voor een samenhang van toleranties en maximaal toelaatbare maatafwijkingen zie figuur 5.070 alsmede de bijlagen II en III.



Figuur 5.070: Samenhang van toleranties en toelaatbare afwijkingen

Verhoging van de nauwkeurigheid bij het bouwen is alleen mogelijk indien bij alle drie disciplines 'uitzetten', 'fabriceren' en 'stellen' gestreefd wordt naar een (gelijke) vermindering van de optredende maatafwijkingen.

Voor elk van de genoemde disciplines zijn NEN-normen ontwikkeld:

- NEN 2887 : voor het 'uitzetten' op de bouwplaats;
- NEN 2888 : voor het 'stellen' op de bouwplaats;
- NEN 2889 : voor het 'fabriceren' van betonelementen.

In deze normen zijn de maximaal toelaatbare maatafwijkingen genoemd, die bij 'goed vakmanschap' kunnen ontstaan. Er kunnen zich situaties voordoen waarin een zeer hoge mate van nauwkeurigheid is gewenst of noodzakelijk is. Deze nauwkeurigheid kan alleen worden bereikt als in de drie genoemde disciplines maatafwijkingen tot het minimum beperkt blijven.

Blijkt bijvoorbeeld dat in één van de disciplines grote maatafwijkingen voorkomen, dan zullen deze de maatnauwkeurigheid in de twee andere disciplines teniet doen. Het elementair verkleinen van (proces-) toleranties gaat doorgaans gepaard met aanzienlijke kostenverhogingen.

Een zorgvuldige afweging van de kosten en de baten is hierbij op zijn plaats.

Tolerantietabel

Veel waarnemingsuitkomsten uit de natuur, maar ook uit tal van industriële-processen, vertonen bij statische verwerking het beeld van een zogenoemde 'normale verdeling', ook wel Gauss-kromme genoemd. Uit vele praktijkmetingen blijkt dat ook in het bouwproces en bij het produceren van betonelementen, de maatafwijkingen een dergelijke 'normale verdeling' laten zien.

De tolerantietabellen, zoals weergegeven in de NEN-normen, zijn hierop gebaseerd (zie tabel op pagina 124 van [5.9]). De maximale toelaatbare maatafwijkingen (+ en -) in deze tabellen zijn gebaseerd op de 98 procentgrenzen van de normale verdeling. In de dagelijkse praktijk worden tabelwaarden gehanteerd als 100 procent waarden, dus als afkeurgrenzen.

Overschijding van de tolerantiegrenzen betekent in eerste instantie voorlopige afkeuring van het betreffende bouwproduct. Partijen zijn echter in principe wel verplicht om naar maatregelen te zoeken die erop gericht zijn om alsnog voor dat geval een aandvaardbare oplossing te vinden. In NEN 2889 staat hierover in de inleiding:

“De maatregelen die met het oog op eventuele overschrijding van de maximaal toelaatbare maatafwijkingen zouden moeten worden genomen, dienen dan ook te zijn gericht op het alsnog verkrijgen van aansluitconstructies die aan de gestelde eisen voldoen”.

Zoals reeds eerder vermeld geven de NEN-normen tolerantiegrenzen die algemeen geldend zijn en realiseerbaar bij goed vakmanschap. Fabrikanten kunnen individueel of collectief kleinere tolerantiegrenzen opgeven dan in de bedoelde norm. Voorbeelden van dit laatste zijn te vinden in de BELTON-publicaties ‘Verbindingen in prefab’ [5.7] en ‘Gevels in prefab’ [5.8]. Voor diverse producten zijn in Bijlage II van de BELTON-publicatie ‘Prefab beton in de Woningbouw’ [5.9] de tolerantiegrenzen aangegeven.

Waarom statistische (98 procent)- grenzen ?

De 98 procent-grenzen zijn nodig om met maatafwijkingen te kunnen rekenen. Als namelijk producten op een aselechte wijze bijeengebracht worden, is het van belang te weten hoe groot de optredende maatafwijkingen in de ‘samengestelde’ constructie zullen zijn (voegen tussen gevelelementen, werkelijke opleglengte in het werk etc.). De totale maatafwijking wordt niet verkregen door de maximale maatafwijkingen van producten en handelingen eenvoudigweg bij elkaar op te tellen. Het kan alleen maar worden verkregen door het op statische wijze optellen van toevallig verdeelde maatafwijkingen. Hiervoor is het noodzakelijk dat de maximale toelaatbare maatafwijkingen (terug) herleid worden tot standaardafwijkingen van de onderliggende ‘normale verdelingen’. De voorwaarden hiervoor zijn dat:

- de verdelingen van de maatafwijkingen ‘normaal verdeeld’ zijn;
- het bijeenbrengen van producten/handelingen op toevallige wijze gebeurt;
- de maatafwijkingen van de drie disciplines onafhankelijk van elkaar zijn.

Als voldaan wordt aan deze voorwaarden kunnen de standaardafwijkingen kwadratisch worden opgeteld tot èèn ‘totale’ variant. Hieruit kan dan de ‘totale’ standaardafwijking worden berekend. Aan de hand hiervan kan de te verwachten optredende voegbreedte, opleglengte etc. worden vastgesteld. In bijlage III van dit hoofdstuk treft men hiervan een rekenvoorbeeld aan.

Maatcontrole

Bij het verifiëren van de bereikte maatnauwkeurigheid dient NEN 3682 [5.3] te worden toegepast.

Opmerking: In NEN 3682 zijn de algemene regels voor de maatcontrole opgenomen, alsmede informatieve bijlagen met aanwijzingen voor:

- de plaats van meetpunten;
- de registratie van controlemetingen;
- de controle van meetgerei;
- meetmethoden;
- aanduidingen van afmetingen.

5.4 STABILITEIT, NADER BEZIEN

In de volgende hoofdstukken wordt beschreven hoe constructief ontworpen kan worden met prefab-betonelementen.

Ingegaan wordt op de principes van stabiliteit en standzekerheid van een gebouw, waarbij aangegeven wordt welke constructieve overwegingen en afwegingen ten grondslag liggen aan het constructief ontwerp.

Als eerste rekenvoorbeeld wordt een prefab kolom genomen, waarbij een aantal van voornoemde principes aan bod komt.

De (gebouw)constructie als geheel wordt behandeld, gevolgd door uitwerkingen op elementniveau met als laatste de detailleringen.

5.4.1 Rekenvoorbeeld: PREFAB KOLOM

Deze paragraaf Stabiliteit begint met een relatief eenvoudige vraagstelling, waarin een aantal aspecten van stabiliteit en het rekenen met prefab beton aan de orde komt.

Op een in het werk gestorte poer, ondersteund door palen wordt een prefab kolom gesteld. Deze kolom wordt op een uitkragend deel aan de top belast met een V - en een H -kracht. Aangenomen wordt dat in de andere richting geen belastingen op de kolom worden uitgeoefend.

Kolomlengte $l = 5,0$ m, $V_d = 200$ kN en $H_d = +$ of $- 20$ kN (uit wind).

Het kolomgewicht wordt op $G_d = 26$ kN aangenomen, met een excentriciteit van $0,08$ m.

De vraag kan worden gesteld: op welke normaalkracht en op welk moment moet de verbinding tussen kolom en poer worden berekend?

1.

Plaatsing palen.

Er zijn minimaal twee palen nodig in het vlak van de constructie om de standzekerheid te waarborgen.

Besloten wordt om geen trekspanning op de palen toe te staan.

De eerste-ordemomenten uit de uitwendige belastingen aan de voet van de kolom zijn:

a)

$$M_{d \text{ voet}} = +200 \cdot 1,0 + 20 \cdot 5,0 + 26 \cdot 0,08 = 302 \text{ kNm};$$

$$N_d = 200 + 26 = 226 \text{ kN}; e_k = 1,34 \text{ m.}$$

of

b)

$$M_{d \text{ voet}} = +200 \cdot 1,0 - 20 \cdot 5,0 + 26 \cdot 0,08 = 102 \text{ kNm};$$

$$N_d = 200 + 26 = 226 \text{ kN}; e_k = 0,45 \text{ m.}$$

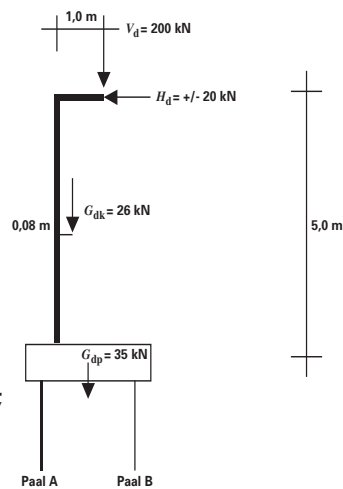
of

zonder de aanwezigheid van H -krachten:

c)

$$M_{d \text{ voet}} = +200 \cdot 1,0 - 0,0 \cdot 5,0 + 26 \cdot 0,08 = 202 \text{ kNm};$$

$$N_d = 200 + 26 = 226 \text{ kN}; e_k = 0,89 \text{ m.}$$



Figuur 5.071.

Besloten wordt de twee palen zo te plaatsen dat het zwaartepunt van de palen op 900 mm van het hart van de kolom komt te liggen. Voor de paalafstand wordt in dit geval 1800 mm aangehouden.

In geval de windkracht het voermoment van de kolom doet toenemen, is $M_{d\text{voet}} = 302 \text{ kNm}$ en $N_d = 226 \text{ kN}$. Dit is het voermoment van de eerste orde. Door de rotatie van de poer en de uitbuiging van de kolomstijl, zal het voermoment in de uiterste grenstoestand toenemen. Men kan dat in het ontwerp afdekken door een vergrotingsfactor van 1,1 of 1,2 toe te passen en daarna te controleren of die aanname juist was. In de palen treedt geen trek op; controleer dat zelf!

5.4.2 Het constructief ontwerp op gebouwniveau

Om invulling te geven aan de draagstructuur van een gebouw, dient de constructief adviseur zich af te vragen: "Wat heb ik aan constructie-elementen tot m'n beschikking; wat kan dienen als stabiliteitselement; wat is nodig? Is de gevel nodig voor de verzorging van de stabiliteit? Is de gevel vloerdragend?" Voor ieder gebouw is de standzekerheid het belangrijkste constructieve aspect en zeker voor een slank en hoog gebouw. De stabiliteit dient als eerste verzorgd te worden, op basis daarvan worden keuzen gemaakt, waarna de constructie gestalte begint te krijgen. Beschouwingen op elementniveau en detaillering sluiten de rij.

Schematisch:



5.4.3 Stabiliteit van het evenwicht

Een constructie is stabiel als de ruimtelijke standzekerheid is gewaarborgd. Stabiliteit is het vermogen van een constructie om onder invloed van de erop werkende belastingen in de beoogde stand te blijven verkeren.

In het bijzonder wordt gedacht aan de horizontale stabiliteit, d.w.z. dat de horizontale verplaatsingen van een, goed gefundeerde, constructie gelimiteerd zijn. De constructie-elementen die er primair voor zorgdragen dat slechts een beperkte horizontale verplaatsing mogelijk is, worden *stabiliteitselementen* genoemd. Hierbij dient vooral gedacht te worden aan relatief stijve constructie-elementen, waarin schijfwerking kan optreden.

Een wand vormt in het eigen vlak een stabiliteitselement. Een leidingschacht, trappenhuis of liftschacht vormt in beide horizontale richtingen een stabiliteitselement, vaak aangeduid met *kern* of *stijve kern*. Een dergelijke kern kan bovendien een redelijke wringstijfheid bezitten, indien de wanden niet te zeer door grote sparingen zijn verzwakt.

Wordt de stabiliteit door enkele stabiliteitselementen verzorgd, dan worden de overige constructie-elementen *aanpendelend* genoemd. *Integrerende* constructie-elementen verzorgen zelf de de stabiliteit van een constructie, zonder de hulp van speciale stabiliteitselementen.

De stijve kern kan als een samenstel van wanden worden beschouwd en kan geschematiseerd worden tot een staaf, gelegen in het zwaartepunt van de horizontale schachtdoorsnede. Alle materiaal- en traagheidsgrontheden die de werkelijke schacht bezit, worden geconcentreerd gedacht in de plaatsvervangende staaf, het rekenmodel.

Zeer belangrijk is de juiste schematisering van de funderingsconstructie van stabiliteitswand of -kern, omdat de mate van inklemming in hoge mate bepalend is voor de horizontale verplaatsing.

Bij een fundering op staal dient de kern een voldoende stijve funderingsplaat te verkrijgen, met een voldoende groot oppervlak, een en ander in relatie tot het draagvermogen en meer in het bijzonder het vervormingsgedrag van de ondergrond. De funderingsgrondslag wordt meestal voorgesteld door de beddingsconstante, vergelijkbaar met de veerconstante bij een verende oplegging. De funderingsplaat is dan gelijkmatig verend ondersteund, hetgeen een gedeeltelijk ingeklemde kern oplevert. Zie het rekenvoorbeeld in één van de volgende paragrafen, waarin de veerconstante tegen rotatie van de inklemming bepaald wordt bij een fundering op staal.

In geval van een paalfundering geldt in principe hetzelfde: de mate van inklemming van de kern wordt nu bepaald door de paalverdeling, het lengteveranderingsgedrag van de palen en het verplaatsingsgedrag van de paalpunten in de funderingsgrondslag. Zie ook hiervoor het rekenvoorbeeld in één van de volgende paragrafen, waarin de veerconstante tegen rotatie van de inklemming bepaald wordt bij een paalfundering.

(bovenstaande tekst mede uit: 'Construeren in gewapend beton 3', van Boom en Kamerling)

De verdiepingsvloeren, die in de stabiliteit en het totale bouwgewicht een grote rol spelen, worden gedimensioneerd op verticale belastingen. De belastingafdracht van de vloeren en vooral de afdracht rechtstreeks op de stabiliteitselementen is van wezenlijk belang. Vloeren kunnen vrij opgelegd uitgevoerd zijn (statisch bepaald), doorgespannen zijn (statisch onbepaald) of 4-zijdig afdragend zijn (berekend als plaatvloer). Een en ander hangt ook nog af van het toegepaste (systeem) vloertype. Over de vloeren later meer.

Constructieve overwegingen

Windbelasting wordt via de aangeblazen gevels en daarna via de vloeren overgebracht naar de stabiliteitselementen, die vervolgens de krachten afvoeren naar de fundering. De vloeren fungeren hierbij als schijf, die in hun vlak belast worden.

In beide windrichtingen, loodrecht op elkaar, is meestal de onderste bouwlaag maatgevend, omdat daar de grootste momenten en dwarskrachten ontstaan, maar ook elders in het gebouw kan de maatgevende doorsnede van de constructie liggen; dit kan op een andere verdieping zijn, waar de constructie om architectonische redenen verzwakt is.

Als stabiliteitselementen kunnen kerngedeelten van het gebouw gebruikt worden, zoals daar zijn: liftschachten en trappenhuisen. Ook opgaande wandschijven zijn te benutten.

Om de vraag te kunnen beantwoorden of de gevels nodig zijn voor de stabiliteit van het gebouw, dient het gehele gebouw in ogenschouw genomen te worden voor windbelasting in twee richtingen.

Indien de gevels als stabiliteitselement benut zullen gaan worden, dienen er constructieve eisen aan gesteld te worden. De vloeren zullen er op af dienen te dragen en er moeten belastingen opgenomen kunnen worden in het vlak van de gevel.

De constructief ontwerper dient de stabiliteit van het evenwicht te bepalen voor de twee windrichtingen, waarbij het gebouw voldoende weerstand moet kunnen bieden aan optredende horizontale (wind) belastingen, in combinatie met de in het gebouw aanwezige verticale belastingen.

Hierbij gelden twee criteria:

- 1) een sterkte-eis, waarbij rekenwaarden van materiaalgrootheden niet overschreden mogen worden
- 2) een vervormingseis, waarbij een limiet gesteld wordt aan de horizontale uitbuiging van het gebouw

5.4.4 Bepaling stabiliteit bij windbelasting

Windbelasting

De windbelasting dient bepaald te worden volgens NEN 6702 [5.4].

Hierbij dienen de volgende grootheden bepaald te worden:

- het windgebied, of de omgeving bebouwd of onbebouwd is; hieruit volgt C_{dim} ;
- de coëfficiënt voor druk/zuiging: C_{pe} ;
- de dynamische invloed van het gebouw; factor ψ_1 ;
- de in rekening te brengen wrijving.

Hierna kan de extreme waarde voor de stuwdruk p_w bepaald worden met de representatieve waarde p_{rep} in kN/m^2 .

Bepaling massa's per bouwdeel

- vloeren: aan de hand van het gekozen vloersysteem dienen de permanente belastingen bepaald te worden. De veranderlijke belasting wordt volgens NEN 6702 genomen, met bijbehorende momentaanfactor ψ ;
- gevels: bepaling belasting, incl. gevelafwerking, waarbij een rekenfactor voor de vullingsgraad (percentage raamopeningen) praktisch is;
- wanden in het gebouw: bepaling belasting.

Bepaling totaal gebouwgewicht bovenzijde begane-grondvloer

Ter plaatse van de bovenzijde van de begane-grondvloer wordt met behulp van een gewichtsberekening het gebouwgewicht bepaald.

Onderstaande tabel kan gebruikt worden:

Tabel	representatieve belasting	G [kN]	Q [kN]
vloeren	$F_{vl.mom} =$		
gevels langs	$F_{gevels.langs.rep} =$		
gevels kop	$F_{gevels.kop.rep} =$		
wanden kern	$F_{kern.rep} =$		
dakopbouw	aanname $F_{dakopbouw} =$		
gebouw totaal bovenzijde begane grondvloer			

Belastingafdracht op de stabiliteitselementen en aanpendelende belasting

Per stabiliteitselement, bijvoorbeeld een gebouwkern, worden de permanente- en variabele belastingen bepaald.

Dit houdt in de eigen massa's van de stabiliteitselementen plus de belastingafdracht van de daarop afdragende vloergedeeltes, aan de hand van het statisch systeem van de vloeren.

De sommatie van de rechtstreekse belasting op de stabiliteitselementen geeft de totale directe belastingafdracht van het gebouw.

Het verschil tussen het totaal gebouwgewicht en de totale directe belastingafdracht geeft de totale aanpendelende belasting. Deze belasting zal ook gestabiliseerd moeten worden.

Fundering op palen

De paalfundering zal in eerste instantie bepaald worden aan de hand van de rechtstreekse belasting op de fundering. Dit geldt voor de aanpendelende gebouwgedeelten, die geen stabiliteit leveren, alsook voor de stabiliteits-elementen.

Bij de bepaling van het aantal palen en de plaats van de palen onder stabiliteitselementen dient tevens rekening gehouden te worden met 2e-orde effecten.

Deze 2e-orde effecten kunnen ingeschat en ingevoerd worden met een rekenfactor die later gecontroleerd moet worden.

Benadering van de veerconstante tegen rotatie van de paalfundering

Door het windmoment M_w op de fundering zullen aan de ene zijde de palen extra gedrukt worden, terwijl aan de andere zijde de druk wordt verminderd. De fundering, die oneindig stijf wordt aangenomen, zal over een hoek φ draaien. We kunnen palen beschouwen als translatieveren met een veerconstante k . We bekijken paal i op afstand a_i van de rotatie-as, een symmetrie-as van de paalgroep. De verplaatsing van de paalkop is daar gelijk aan $a_i\varphi$. Met veerconstante k is de paalkracht gelijk aan $ka_i\varphi$. Deze paalkracht levert een bijdrage $ka_i\varphi \cdot a_i = ka_i^2 \cdot \varphi$ aan weerstand tegen het moment M_w .

Dan is bij gelijke k voor alle palen

$$M = \sum_{i=1}^n ka_i^2\varphi = \varphi k \sum_{i=1}^n a_i^2, \text{ waarin } \sum_{i=1}^n a_i^2 = I_{\text{palen}}$$

De rotatie-veerconstante van de paalfundering is

$$C = \frac{M}{\varphi} = k \sum_{i=1}^n a_i^2, \text{ waarin } k = \frac{EA}{l} \text{ de (translatie) veerconstante van één paal is}$$

Fundering op staal

Bij een fundering op staal wordt eenzelfde procedure gevolgd als bij een paalfundering. Ook hier wordt de aanlegbreedte bepaald door de direct op de funderingsstrook of -plaat afdragende belasting.

Bij de op staal gefundeerde stabiliteitselementen dient de funderingsoppervlakte mede bepaald te worden door de extra momenten veroorzaakt door 2e-orde effecten. Deze effecten worden wederom ingeschat door middel van een rekenfactor.

Benadering van de veerconstante tegen rotatie van de fundering op staal

Door het windmoment M_w op de fundering zal aan de ene zijde het funderings-element extra gedrukt worden, terwijl aan de andere zijde de druk wordt verminderd. De fundering, die oneindig stijf wordt aangenomen, zal over een hoek φ draaien.

De verticale verplaatsing kan geschreven worden als

$$\delta = \frac{\sigma}{k}$$

waarin: k = de beddingsconstante van de ondergrond

σ = de optredende gronddruk, die geschreven kan worden als

$$\sigma = \frac{M}{W}$$

Hieruit volgt:

$$\delta = \frac{M}{\frac{1}{6} b l^2 k}$$

waarin: b = breedte funderingselement
 l = lengte funderingselement

Voor de hoekverdraaiing kan geschreven worden

$$\varphi = \frac{\delta}{\frac{1}{2} l} = \frac{12M}{b l^3 k}$$

De veerconstante tegen rotatie van de fundering op staal volgt uit:

$$C_{\text{rot}} = \frac{M}{\varphi} = \frac{1}{12} b l^3 k$$

Stabiliteit van het evenwicht

Bij het maken van het constructief ontwerp kan berekend worden wat er aan stijfheid en weerstand nodig is op gebouwniveau. Aan de hand van de totale windbelasting op het gebouw (twee windrichtingen apart beschouwen) kan bepaald worden hoeveel stabiliteitselementen er benodigd zijn en hoe zwaar deze uitgevoerd dienen te worden om de stabiliteit van het evenwicht te verzorgen.

Hierbij dient een berekening op sterkte gemaakt te worden (sterkte-eis) alsook een berekening van de vervorming (doorbuigingseis).

Voor de sterkte-eis dienen de maatgevende fundamentele combinaties van belastingen in rekening gebracht te worden (uiterste grenstoestand - ugt, volgens NEN 6702).

Voor de vervormingseis dienen de maatgevende incidentele belasting combinaties in rekening gebracht te worden (bruikbaarheidstoestand - bgt, volgens NEN 6702).

Bij de definitieve uitwerking zal voor ieder stabiliteitselement een constructieve berekening gemaakt dienen te worden. Hierbij worden de sterkte-eis en stijfheidseis per afzonderlijk stabiliteitselement gesteld.

De windbelasting en de aanpendelende gebouwbelasting worden verdeeld over de stabiliteitselementen naar rato van de stijfheden van de stabiliteits-elementen.

Voorbeeldberekeningen

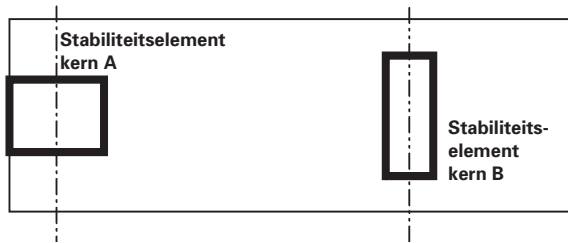
Twee voorbeeldberekeningen worden gemaakt van de verdeling van de windkrachten via de schijfwerking van de vloer naar de stabiliserende elementen.

Uitgangspunten:

- de stabiliteitselementen worden beschouwd als verend ingeklemde buigliggers;
- de stabiliteitselementen worden gemodelleerd als translatieveren;
- de stabiliteitselementen worden belast door windbelasting, die via de schijfwerking van de vloer wordt ingeleid;
- de vloer wordt in zijn vlak als oneindig stijf aangenomen.

Opm.: vloeren zijn schijven, zodra de nodige constructieve voorzieningen daarvoor zijn getroffen. Dit kan inhouden: trekband, ringwapening en ophangwapening om de optredende krachten naar de stabiliteitselementen af te voeren. Zie ook bij schijfwerking vloeren in hoofdstuk 10.

a) Gebouw met twee stabiliteitselementen



Figuur 5.072: Schema gebouw

De stabiliteitselementen zijn te schematiseren als translatieveren met veerconstante k , waarin de translatieveer de vervanger is voor de verend ingeklemde buigligger.

Wind van boven/onder



Figuur 5.073: Vervangingschema a1

Het schema is statisch bepaald; hierdoor kan het schema er ook als volgt uit zien:

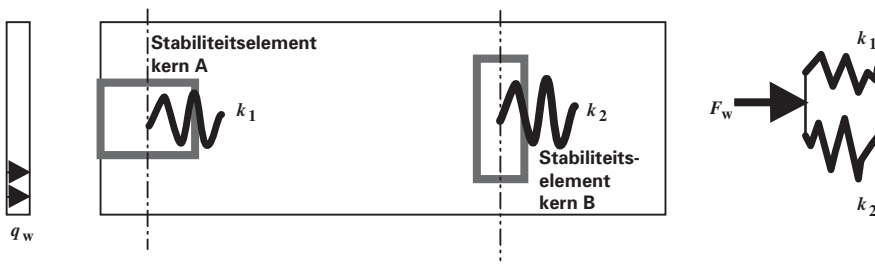


Figuur 5.074: Vervangingschema a2

De bijdrage van iedere kern in de opname van de horizontale belasting kan eenvoudig bepaald worden. In schema a2 kan de eventuele rotatie niet bepaald worden.

Wind van links/rechts

In het geval van wind van links of rechts staan de twee kernen in lijn en krijgen daardoor de zelfde uitbuiging. Deze opstelling is te vervangen door een stelsel parallelle veren met verschillende veerconstanten



Figuur 5.075: Kernen vervangen door veren

$$u_1 = u_2 \quad u_1 - u_2 = 0$$

$$\frac{F_1}{k_1} - \frac{F_2}{k_2} = 0 \quad (1) \quad \gg \quad F_1 = \frac{k_1}{k_2} F_2$$

$$\text{Tevens geldt: } F_1 + F_2 = F_w \quad (2)$$

(1) ingevuld in (2) geeft:

$$\frac{k_1}{k_2} F_2 + F_2 = F_w \Rightarrow F_2 \left(\frac{k_1}{k_2} + 1 \right) = F_w \Rightarrow F_2 \left(\frac{k_1 + k_2}{k_2} \right) = F_w$$

$$\text{De kracht in veer 2 en dus in kern 2 is dus: } F_2 = \frac{k_2}{k_1 + k_2} \cdot F_w$$

$$\text{Voor kern 1 geldt in analogie: } F_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2} \cdot F_w$$

In de veerconstante k zijn de buigstijfheid EI van het stabiliteitselement en de invloed van de funderingsomstandigheden verdisconteerd (bodemgesteldheid, funderingstype, verende inklemming van het stabiliteitselement in de fundering).

De waarde van k wordt bepaald door op de bovenste bouwlaag van het stabiliteitselement, of op die laag die nog relevant is, een horizontaalkracht of moment te laten optreden.

Bepaling veerconstante k :

Het uitgangspunt is dat de translatieveer de zelfde verplaatsing ondergaat als de verend ingeklemde buigligger in de top.

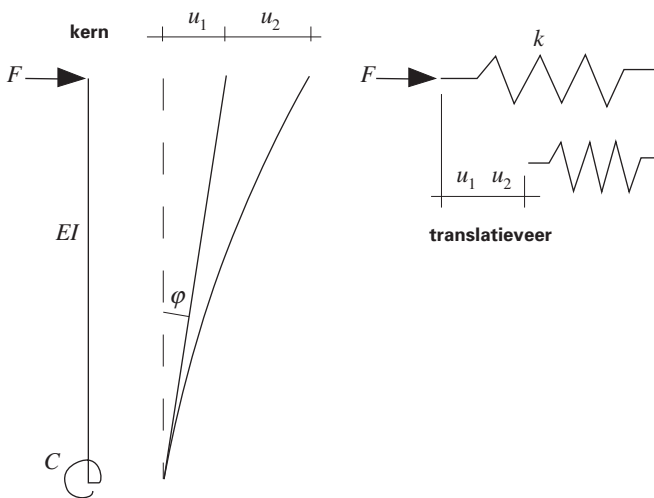
De verplaatsing van de verend ingeklemde buigligger u , is opgebouwd uit:

- verplaatsing door hoekverdraaiing van de verende inklemming: u_1 ;
- verplaatsing door vervorming van de volledig inklemde (buig)ligger; u_2 .

$$u = u_1 + u_2; \text{ zie figuur 5.076.}$$

Verplaatsing ten gevolge van de verende inklemming, u_1

$$u_1 = L \cdot \tan \varphi = L \cdot \varphi \quad \varphi = \frac{M}{C} = \frac{F \cdot L}{C}$$



Figuur 5.076: De totale verplaatsing aan de top

$$u_1 = L \cdot \frac{F \cdot L}{C} = \frac{F \cdot L^2}{C}$$

Verplaatsing ten gevolge van vervorming van de ligger, u_2

$$u_2 = \frac{F \cdot L^3}{3EI}$$

De vervangende veerstijfheid bedraagt: $k = \frac{F}{u}$, waarin $u = u_1 + u_2$

Door deze procedure voor iedere kern te herhalen en $F = 1$ te stellen worden de verschillende k -waarden per kern bepaald.

Vaak wordt, omwille der eenvoud, het aandeel in de krachtswerking bij in lijn staande kernen bepaald naar rato van de buigstijfheden van de kernen.

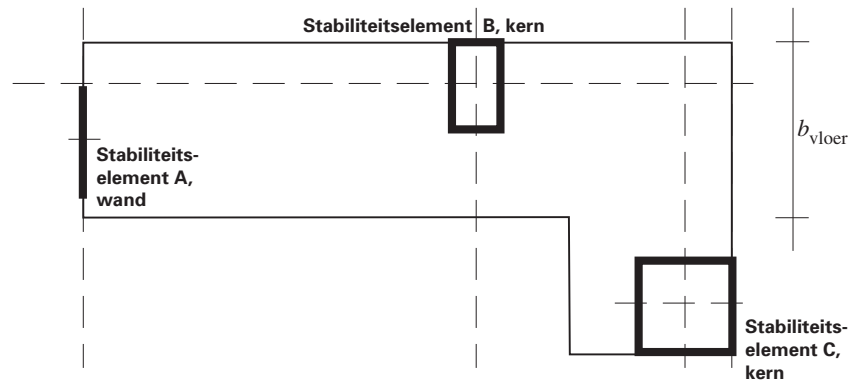
Bij gelijke betonsterkte-klassen en dat is meestal het geval, is de verdeling van de horizontaalkrachten dan:

$$\text{De kracht in kern 1: } F_1 = \frac{I_{\text{kern1}}}{I_{\text{kern1}} + I_{\text{kern2}}} \cdot F_w$$

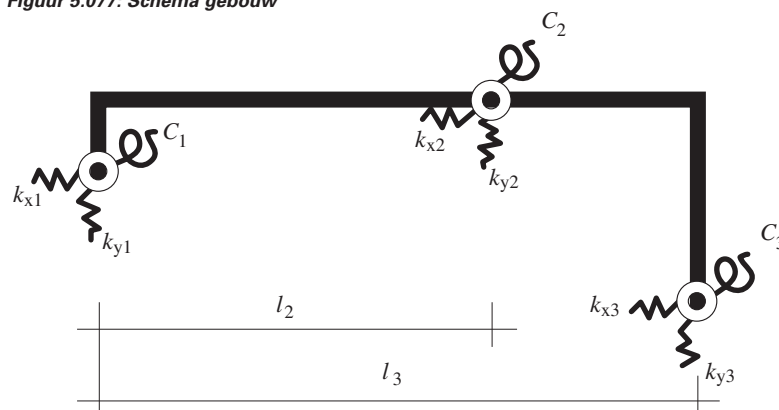
$$\text{Voor kern 2 geldt: } F_2 = \frac{I_{\text{kern2}}}{I_{\text{kern1}} + I_{\text{kern2}}} \cdot F_w$$

Let wel, hier wordt uitgegaan van de zelfde funderingscondities voor de twee kernen en dat komt zelden voor!

b) Gebouw met drie stabiliteitselementen



Figuur 5.077: Schema gebouw



Figuur 5.078: Kernen als veren aangegeven; de vloeren als 'stijve' schijf

Het is het eenvoudigste om de systeemlijnen door de hartlijnen van de kernen te trekken. Als de stabiliteitselementen niet in één lijn staan, dient een extra arm geschematiseerd te worden, zoals bij stabiliteitselement 1.

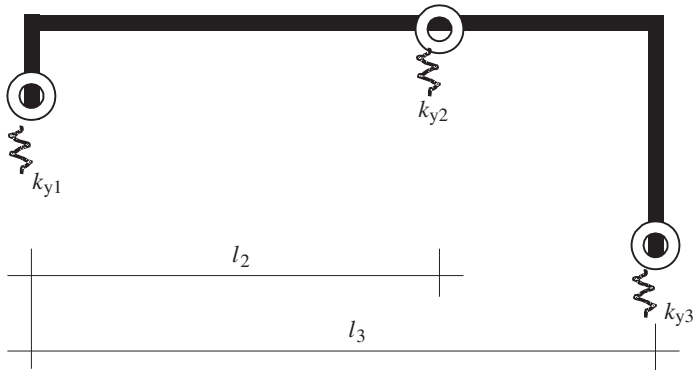
Op deze manier kan geschematiseerd worden, doordat de vloer oneindig stijf aangenomen wordt.

Het gedrag van ieder stabiliteitselement wordt gemodelleerd door een translatieveer in x- en in y-richting en een rotatieveer, voorgesteld door k_x , k_y en C .

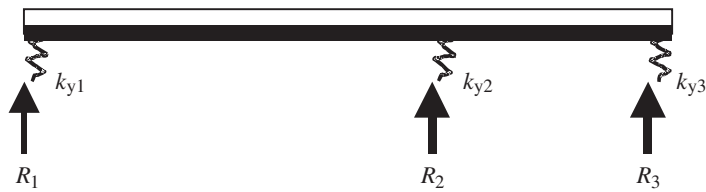
In de meeste gevallen wordt de torsiestijfheid van de kernen op nul gesteld, vanwege de aanwezigheid van openingen in de kerndoorsnede. Dit is een veilige benadering, waarbij de rotatieveerconstantes nul zijn. Indien wenselijk kunnen de torsiestijfheden meegenomen worden in het rekenmodel.

Wind van boven/onder

Bij wind van boven/onder hebben de veren in de y-richting een functie.
 De veerconstantes van de veren in x-richting worden op nul gesteld.

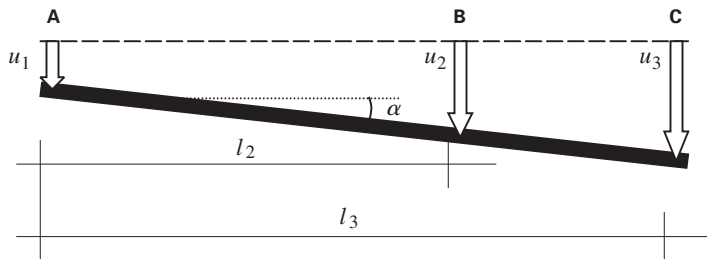


Figuur 5.079: Situatie



Figuur 5.080: Vervangingschema wind van boven/onder

De windbelasting geeft een verplaatsing in y-richting, als volgt geschematiseerd:



Figuur 5.081

De volgende vergelijkingen worden opgesteld:

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow \sum_{i=1}^n R_i l_i = \frac{1}{2} q \cdot l_t^2 \quad (1)$$

$$\sum V = 0 \Rightarrow \sum_{i=1}^n R_i = q \cdot l_t \quad (2)$$

waarin l_t de door de wind aangeblazen lengte is, in dit geval $l_t = l_3$

Verplaatsingsvoorwaarde:

$$u_i = u_1 + \frac{u_n - u_1}{l_n} \cdot l_i, \quad \text{waarin } \frac{u_n - u_1}{l_n} \text{ is } \tan \alpha, \text{ de hoekverdraaiing door ongelijke verplaatsing (fig. 5.081).}$$

Verder uitgeschreven wordt dit:

$$u_i = u_1 \left(1 - \frac{l_i}{l_n} \right) + u_n \cdot \frac{l_i}{l_n} \quad (3)$$

Ter plaatse van de translatieveren geldt voor de reacties:

$$R_i = k_i \cdot u_i = k_i \left[u_1 \left(1 - \frac{l_i}{l_n} \right) + u_n \cdot \frac{l_i}{l_n} \right] \quad (4)$$

(4) invullen in (1) geeft:

$$u_o \cdot \sum_{i=1}^n k_i \cdot \left(l_i - \frac{l_i^2}{l_n} \right) + u_n \cdot \sum_{i=1}^n k_i \cdot \frac{l_i^2}{l_n} = \frac{1}{2} q \cdot l_t^2$$

(4) invullen in (2) geeft:

$$u_o \cdot \sum_{i=1}^n k_i \cdot \left(1 - \frac{l_i}{l_n} \right) + u_n \cdot \sum_{i=1}^n k_i \cdot \frac{l_i}{l_n} = q \cdot l_t$$

Of in matrixnotatie:

$$\begin{bmatrix} \sum_{i=1}^n k_i \cdot \left(l_i - \frac{l_i^2}{l_n} \right) & \sum_{i=1}^n k_i \cdot \frac{l_i^2}{l_n} \\ \sum_{i=1}^n k_i \cdot \left(1 - \frac{l_i}{l_n} \right) & \sum_{i=1}^n k_i \cdot \frac{l_i}{l_n} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} q \cdot l_t^2 \\ q \cdot l_t \end{bmatrix}$$

$$\sum_{i=1}^n k_i \begin{bmatrix} \left(l_i - \frac{l_i^2}{l_n} \right) & \frac{l_i^2}{l_n} \\ \left(1 - \frac{l_i}{l_n} \right) & \frac{l_i}{l_n} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} u_1 \\ u_n \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{2} q \cdot l_t^2 \\ q \cdot l_t \end{bmatrix}$$

k_i t/m k_n zijn bekend; l_i t/m l_n zijn bekend; $q = 1$ kN/m; l_t is bekend
 u_1 en u_n zijn oplosbaar, waarna alle verplaatsingen op te lossen zijn met vergelijking (3).

De reacties zijn vervolgens te berekenen met vergelijking (4).

Nu de reacties bekend zijn is ook bekend welke bijdrage ieder stabiliteits-element levert in het opnemen van de windbelasting, immers

$$\sum_{i=1}^n R_i = q \cdot l_i \quad (2)$$

Opm.: Het schema kan uiteraard ook ingevoerd worden in een liggerprogramma, inclusief de verende ondersteuning met veerconstanten. De ligger dient oneindig stijf te worden aangenomen, of indien dit in het programma niet ingevoerd kan worden, kan de werkelijke stijfheid van de ligger (vloer) genomen worden met:

$$I_{\text{vloer}} = \frac{1}{12} h \cdot b_{\text{vloer}}^3, \text{ waarin } h \text{ de vloerdikte en } b_{\text{vloer}} \text{ de breedte van het vloerveld is}$$

Wind van links/rechts

Bij wind van links/rechts hebben de veren in de x-richting een functie. De veerconstanten van de veren in y-richting worden op nul gesteld. Bovenstaande procedure dient herhaald te worden voor wind van links/rechts.

In dit geval heeft stabiliteitselement 1 geen stabiliserende functie in deze windrichting en zal de stabiliteit verzorgd worden door kern 2 en kern 3. Dit is wederom een ligger op twee steunpunten.

Het gebouw zal altijd een zekere rotatie ondergaan om een verticale rotatie-as. Bij meer dan één stabiliteitselement komt dit doordat de stabiliteitselementen vaak verschillend van vorm zijn en dus een eigen stijfheid en eigen funderingscondities hebben.

Maar ook bij twee identieke kernen treedt gebouwrotatie op, vanwege de normatief voorgeschreven verschillende windbelastingen op de linker helft c.q. de rechter helft van het gebouw. In NEN 6702, art. 8.6.2.5 is het volgende voorgeschreven met betrekking tot de verdeling van de extreme waarde van de stuwdruk over de breedte van het bouwwerk:

- belastinggeval 1: de stuwdruk p_w is over de volle breedte van het gebouw aanwezig;
- belastinggeval 2: de stuwdruk p_w is over de halve breedte van het gebouw aanwezig en over de resterende halve breedte van het gebouw is $1/2 p_w$ aanwezig.

Dit houdt in dat er bij een gebouw met slechts één centraal geplaatste kern tevens rotatie op zal treden.

5.5 VOORSPANNEN

Voor de ontwerper en constructeur van prefab-betonconstructies en elementen is het noodzakelijk om voldoende kennis op te bouwen van het voorspannen van elementen. In dit deel zal een aantal praktische en theoretische onderdelen worden toegelicht en zullen rekenvoorbeelden uit de praktijk een plaats krijgen. Dat betekent, dat de output van computerberekeningen wordt gepresenteerd. Voor degenen, die meer kennis over het voorspannen willen vergaren is er het dictaat van de TU Delft, uitgegeven in de BP-reeks [5.5]. Een dictaat dat goed is maar niet als een roman even kan worden doorgenomen.

Eerst zal aandacht worden besteed aan de verschillen en overeenkomsten van het voorspannen met voorgerekt staal of nagespannen staal.

5.5.1 Voorspannen met voorgerekt staal versus nagespannen staal

In de prefab-betonindustrie wordt op grote schaal gebruik gemaakt van voorspanning om de elementen voldoende draagkracht en stijfheid te geven. Het woord voorspannen wordt gebruikt voor het voorspannen met voorgerekt staal, dit in tegenstelling tot het voorspannen bij nagespannen staal, vaak ook wel genoemd naspannen. De totale hoeveelheid voorspanstaal dat wordt geproduceerd wordt voor 90% toegepast in de prefab-betonindustrie. Slechts 10% wordt toegepast op de bouwplaats.

Bij het voorspannen met voorgerekt staal geldt, dat:

- de overdracht van de voorspankracht door aanhechting met het beton tot stand komt;
- de uitvoering minder gecompliceerd is;
- de toegevoegde wapening maximaal uit beugels en kopnetten bestaat;
- het strengenverloop in principe parallel is aan de lengte-as;
- het aanbrengen van een geknikt voorspanverloop, het krachterspel beïnvloedt;
- de strengen of draden op spanning worden gebracht vóór het betonstorten;
- de voorspankracht wordt overgedragen op het element bij zekere betonsterkte;
- de spanningsverliezen hoger zijn dan bij naspannen;
- de zeeg zich sterk ontwikkelt in de eerste dagen;
- de temperatuurgradiënt in het element, na het ontkisten aanwezig, de zeeg beïnvloedt.

Bij het voorspannen met nagespannen staal geldt, dat:

- de voorspankracht via een verankering op het element wordt uitgeoefend;
- de kabelomhulling voor het storten van het element in profiel wordt gesteld;
- de wapening minimaal uit huidwapening, beugels en kopnetten bestaat;
- de kabelomhulling een open kanaal vormt in het gestorte element;
- de kabel als het element op sterkte is, wordt ingebracht in het kanaal;
- de open ruimte in het kabelkanaal wordt geïnjecteerd met injectiemortel;
- de aanhechting aan de injectiemortel nog een extra zekerheid biedt;
- de verankering moet worden afgewerkt zodanig dat geen corrosie kan optreden;
- het kabelverloop nauwkeurig aan de kracht- en momentenlijnen kan worden aangepast;
- de langere verhardingstijd en hogere betonsterkte minder voorspanverlies geeft;
- de zeegontwikkeling beter is te controleren.

Voor de prefab-betonindustrie is spannen met voorgerekt staal de aangewezen productiemethode, verder aangeduid met voorspannen ter onderscheid van naspannen. In de jaren '40 is men met voorspannen begonnen en het is nog steeds de beste manier van werken en bovendien zowel technisch als economisch interessant. Men moet daarbij bedenken, dat prefab constructies in het algemeen met statisch bepaald opgelegde elementen worden ontworpen. De keuze voor het voorspannen van elementen gebeurt op de navolgende gronden:

- sterkte en stijfheid van het element en de constructie. De slankheid l / h_{el} van een voorgespannen element kan 20:1 bedragen, gewapende elementen vaak 10:1. Voor voorgespannen vloeren is zelfs 40:1 haalbaar;
- duurzaamheid door het voorkomen van scheuren in het gebruikstadium;
- economie door FeP 1860 toe te passen in plaats van FeB 500, zowel qua materiaalkosten (gewicht x prijs) als door de wijze van verwerken.

5.5.2 De voorspaninrichting

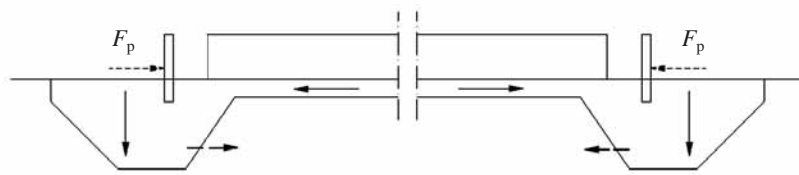
Voorspanverankering met ankerschotten

In de fabriek wordt de voorspanning aangebracht door de strengen of draden te spannen en te verankeren op een ankerschot, verbonden met een ballast- of ankerblok, dat naar achteren toe doorsteekt. De ankerblokken zijn gesteund door een plaat- of balkconstructie, die de drukkrachten op moet kunnen nemen, die door de voorspanning op deze constructie wordt uitgeoefend. De voorspankracht wordt verankerd op een zekere hoogte boven de steunconstructie, zodat er ook een moment ontstaat, dat door het achter het ankerschot aangebrachte ankerblok moet worden gecompenseerd (fig. 5.082). Een voorspanbank heeft dus als capaciteit: een F_{voorsp} en een maximale excentriciteit. Bij voorspankrachten van 20000 kN aangrijpend op een hoogte van 1,00 meter, moet de ballast ontworpen zijn op een moment, gelijk aan $\gamma \cdot 20000 \cdot 1,00 = 20000 \cdot \gamma$ kNm. Hierin is γ de kantelveiligheid. De plaat- of balkconstructie moet een kracht > 20000 kN kunnen weerstaan.

Naast het spannen, dat kan geschieden door de draden of strengen individueel te spannen en later te ontspannen, kan men ook alle strengen in één keer spannen. Dat spaart tijd. Men gebruikt daarvoor grote vijzels, die een grote slag hebben, nodig bij het spannen en het ontspannen, als de voorspankracht op het element wordt overgedragen.

Er is een actieve en een passieve zijde. Aan de passieve zijde worden de ankers en wiggen vooraf aangedrukt, zodat de streng of draad daarin verankerd is. Aan de actieve zijde staan de vijzels, die de strengen of draden op spanning brengen en uitrekken.

De gebruikelijke verlenging bij het spannen van 1 m streng bedraagt circa 7 mm; de spanning in het voorspanstaal zal dan circa 1400 N/mm^2 bedragen en de E - modulus van de strengen 200000 N/mm^2 . De rek voor $L = 1,000$ mm staallengte is gelijk aan $\delta = 1,000 \cdot 1,400 / 200000 = 7 \text{ mm/m}$.

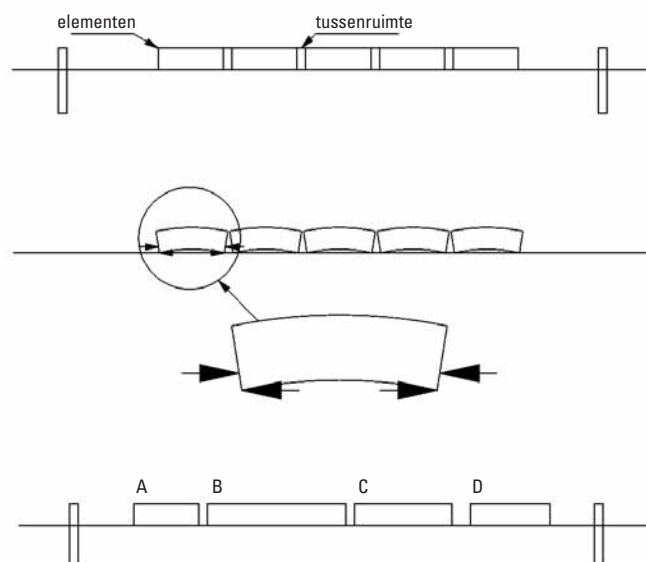


Figuur 5.082: Schematische weergave verankerconstructies. De voorspankracht grijpt excentrisch aan. De voorspankracht kan in de vloer- of balkenconstructie tussen de spanjukken worden opgenomen. Het uitwendige voorspanmoment ten gevolge van de excentriciteit van de voorspanning moet door ballast worden gecompenseerd

Voor een voorspanbank van 120 m lengte moet men rekening houden met een verlenging van het voorspanstaal van 800 mm en meer, hetgeen dus moet overeenkomen met de slag van de vijzel, omdat men deze anders eerst weer moet blokkeren, overpakken met de vijzel en opnieuw spannen. Erg omslachtig en niet zonder risico's.

Een ander aspect is, dat de strengen in gespannen toestand worden ingestort in het beton. Tussen de ankerschotten bestaat een vaste lengte, waarin één mal wordt of meerdere malen worden geplaatst, met een ruimte tussen mal en ankerschot.

Bij het ontspannen zullen de niet ingestorte strengen hun oorspronkelijke lengte weer in willen nemen. De malen zijn vooraf opengeschoven of opengeschoven, zodat de verkorting van het betonelement kan plaats vinden; gemiddeld 0,5 tot 1 mm/m element. Het element is dus vele malen stijver dan de strengen tussen de elementen onderling en tussen het element en het ankerschot. Veelal wordt het element excentrisch voorgespannen, zodat het element bij het (ont)spannen opbolt en op de einden gaat rusten. In de malconstructie moet men die zone op het geconcentreerd aangrijpen van het halve elementgewicht construeren.



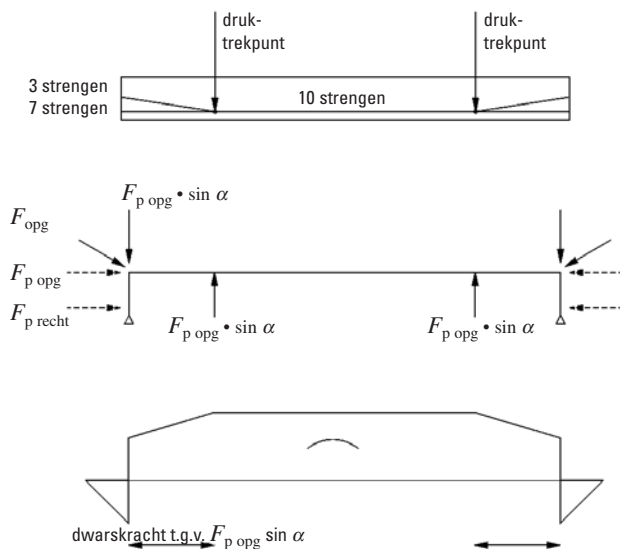
Figuur 5.083: Inbouw van elementen in de baan. De kopschotten worden met enige afstand van elkaar in de baan gesteld. De voorspanstrengen lopen over de gehele lengte door, zodat bij het ontspannen van de verankering de elementen willen gaan verplaatsen. In feite is het een veersysteem geworden. Door de excentriciteit van de voorspanning krommen de elementen. De verschuiving wordt tegengewerkt door de wrijvingskrachten. Indien de elementen ongelijk zijn van lengte en dus gewicht, zal er een verschuiving in de richting van het zwaarste element optreden

Het element zal iets gaan verkorten en ook verschuiven in de richting van de passieve zijde. Bij het inbouwen van mallen in een baan moet men met het verschuiven van de elementen rekening houden. Kan dat onvoldoende, dan worden de strengen aan de passieve zijde onvoldoende ontspannen.

Door de strengen tussen de elementen door te slijpen kan men de wrijving verminderen, zodat de strengen toch ontspannen zullen worden, maar dat is geen gestuurde en beheerste spanuitvoering en moet dus zoveel mogelijk worden vermeden. Schematisch kan men de situatie weergeven door een geschakelde serie veren, die plaatselijk wrijvingsweerstand ondervinden (fig. 5.083).

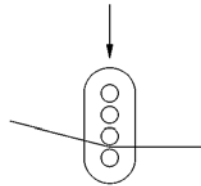
In de ankerschotten bevindt zich een gatenpatroon, zodat de strengen daar doorgestoken kunnen worden. In de kopschotten bevindt zich tevens een serie gaten, die voor een standaard mal een patroon kent, dat past bij de mogelijke strengenpatronen van de elementen, die in die mal worden vervaardigd. Indien het een specifieke mal betreft, kan het gaten patroon direct afgestemd zijn op de strengenverdeling van dat element. De strengen worden in de kopschotten op de juiste positie ter plaatse doorgevoerd.

In deze elementen lopen de voorspanstrengen niet altijd horizontaal, maar een deel van de strengen wordt in het element geknikt of gedrukt aangebracht, zodat ze ter plaatse van het eindschot hoog in de doorsnede uitkomen (fig. 5.084). Bij een groot aantal strengen en in de gevallen van gedrukte strengen wordt een geleidingschot aangebracht tussen het ankerschot en het kopschot van het element. Hiermee wordt de hoogteverandering begeleid en wordt de ombuiging niet ter plaatse van dat kopschot gerealiseerd en het kopschot niet door kracht belast.



Figuur 5.084: Met een drukstuk worden de strengen van richting veranderd. Het drukstuk wordt afgestempeld naar boven, het juk neemt de kracht op. Het juk is verankerd aan de vloer. Strengen worden gedrukt of naar beneden getrokken. De verticale component werkt als dwarskracht, opwaartsgericht, tegen de belastingrichting in. In de eindzone neemt in feite de excentriciteit af, hetgeen ook te zien is aan het verloop van de momentenlijn

Het drukken van strengen geschiedt door een speciaal drukstuk in te brengen, waardoor een aantal strengen om de assen van het drukstuk worden gebogen. De buigstraal moet corresponderen met de voorgeschreven straal van de toegepaste streng.



Figuur 5.085: Het drukkstuk, schematisch weergegeven

De verticale reactie is gelijk aan $n \cdot F_p \cdot \sin \alpha$, waarbij de hoek α over het algemeen niet te groot is, bijvoorbeeld $\alpha = 0,005 = \sim \sin \alpha$. Via een juk, voldoende verankerd aan de vloer, wordt het drukkstuk op de plaats gehouden. Een andere mogelijkheid is om dat drukkstuk, op trek door de bodem van de mal heen te verankeren, of bij een zwaar uitgevoerde mal een as door de mal heen te steken.

Voorspanverankering met een frame

Een andere mogelijkheid is om af te spannen op een frame van beton of staal gebouwd op een bestaande constructievloer. De voorspankrachten en de slankheid van de frame-onderdelen moeten met elkaar in balans zijn. Dat houdt in dat de lengte van de ongescheurde frame-onderdelen niet al te groot kan zijn en de spankracht niet al te groot. Het frame is in die situatie los van het model, dat daar binnenin is geplaatst.

In verticale richting kan men verbindingen met de vloer maken, maar vanwege de noodzakelijke beperking van de kniklengte moet men ook in horizontale richting steun gaan organiseren. Men moet daarbij bedenken, dat de voorspankracht het frame zal doen verkorten, zodat de verbindingen niet al te star kunnen zijn.

Er bestaan varianten in het buitenland, waarbij betonbalken boven de vloer aanwezig zijn, waartussen de mallen worden geplaatst, terwijl aan het eind van de baan op een stalen balk of juk wordt afgespannen. De spanning wordt dan aangebracht door vijzels tussen de kop van de betonbalken en de stalen balk.

Sommige producten kunnen zeer goed op een werkhoogte worden gemaakt, waarbij de voorspankracht niet al te groot is, zeg 200 kN. Een voorbeeld is de productie van dwarsliggers. De voorspankracht wordt op het frame, vrij van de mallen aangebracht, afgespannen. De mallen zelf zijn dan niet onder spanning gebracht. Zie de foto's van het produceren van elementen.

Hoewel er allerlei uitvoeringsvarianten bestaan, is met voorgaande typeringen de basis aangegeven, waarop wordt gevarieerd.

Voorspannen = Het sturen van Spanningen en Vervormingen

5.5.3 Centrisch voorspannen en de spanningsverdeling

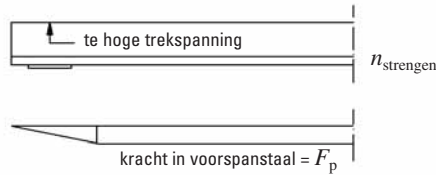
Tijdens het verharderen is er geen spanning in het beton door uitwendige belasting. Door de voorspankracht op een voldoende verhard betonelement over te dragen, zal door de aangebrachte voorspankracht de spanningsverdeling in het element worden gewijzigd. Doordat de spanningen veranderen, zullen ook de vervormingen daardoor worden beïnvloed. Let wel: de doorsnede van het element bestaat uit een betondoorsnede, waarin voorspanstaal aanwezig is, dat vooraf onder een hoge trekspanning is gebracht.

We beschouwen de voorspankracht als een uitwendige belasting op het element. In Voorbeeld 1, verderop in deze paragraaf kunt U nagaan wat er stapsgewijs gebeurt.

De bijbehorende overdracht lengte

Zoals bij het doorlezen al moet zijn opgevallen, wordt de lengte van het element niet betrokken bij de spanningsverdeling. In wezen wordt de berekening uitgevoerd voor een klein stukje element, lang Δx .

Bij het aflaten van de voorspankracht wordt de spanning in de streng aan de kopzijde van het element gelijk aan nul. Op een zekere afstand van de kop van het element zal de spanning in het voorspanstaal gelijk zijn aan de berekende σ_{pi} . De lengte waarover de spanning oploopt van nul tot σ_{pi} wordt de overdracht-lengte genoemd. De overdracht lengte wordt berekend conform NEN 6720, (VBC 1995), artikel 9.7.3 [5.6]. In paragraaf 10.2.2 van [5.5] is een en ander uitgewerkt



Figuur 5.086: Verankeringslengte; spanningen lineair verlopend. Spanningen bovenin en onderin element moet men beheersen

Voor de strengen in het centrisch voorgespannen element is de overdracht-lengte als volgt te berekenen:

De basisverankeringslengte l_{vo} wordt direct ingevuld in de formule voor de overdracht lengte l_0 . Een aantal termen valt dan weg. De overdracht lengte van een streng 12,5 mm FeP 1860 is voor een niet-bovenstaaf gelijk aan:

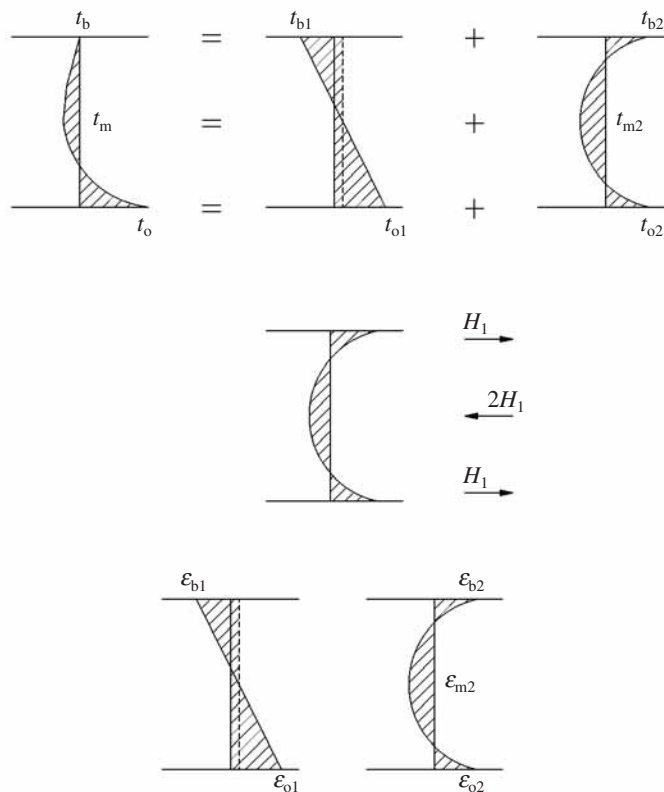
$$l_0 = 0,25 \cdot \varnothing_k \cdot \sigma_{pi} / \sqrt{f_{bt}^*}$$

Tijdafhankelijke vervormingen

Het nog jonge beton is na het ontkisten blootgesteld aan de omgevings-temperatuur en de heersende luchtvochtigheid. Er ontstaat direct uitwisseling van warmte en vocht met de omgeving; eerst van de buitenste laag en dan laagsgewijs verder.

Temperatuur

De temperatuur van het beton kan bij het spannen nog redelijk hoog zijn en in een doorsnede niet homogeen verdeeld zijn. Waar meer massa zit, zal de temperatuur hoger zijn. De afkoeling is ook niet gelijkmatig, maar gebeurt laagsgewijs vanaf de buitenzijde. De hydraulische reactie van het cement is een exotherme reactie, er komt warmte vrij bij de reactie. In dunne doorsneden zal die warmte sneller kunnen afvloeien dan in massievere doorsneden. Over de doorsnede kan het ook ongelijkmatig zijn verdeeld en doordat vlakke doorsneden vlak blijven en er bovendien inwendig evenwicht moet zijn, gaat het element zowel krommen als verkorten. Een schets van die situatie is te zien in figuur 5.087.



Figuur: 5.087: Gevolgen van een ongelijke temperatuurverdeling; krommingen en spanningen. Er is geen uitwendige belasting dus zijn de interne krachten en momenten met elkaar in evenwicht. Verder is de aanname dat 'vlakke doorsneden, vlak blijven'. In de eerste serie figuren zijn de temperaturen gesplitst weergegeven. De niet-lineaire temperatuurverdeling leidt tot inwendige spanningen, die evenwicht in krachten in de doorsnede opleveren. In de laatste serie figuren zijn de rekken weergegeven, waaruit enerzijds de kromming en de verlenging volgen en anderzijds de inwendige spanningen kunnen worden bepaald, zoals voorgaand aangegeven

Krimp

Het beton ondergaat krimp, door uitwisseling van vocht met de omgeving. Naarmate de doorsnede massiever is, zal de weg die uittredend vocht moet afleggen groter worden en zowel de krimpmaat als de krimpsnelheid afnemen. De invloed van de doorsnede wordt via een fictieve dikte in rekening gebracht. De grootte van de krimp ε'_r is afhankelijk van:

- de basiskrimp, als functie van de RV, de Relatieve Vochtigheid;
- de karakteristieke druksterkte van het beton;
- de fictieve dikte van het element;
- de hoeveelheid wapening in het element;
- de ouderdom van het beton, tot het betreffende tijdstip.

Een en ander conform NEN 6720, artikel 6.1.6.

Kruip

Het op druk belaste element ondergaat een kruipvervorming. De vervorming neemt toe onder gelijkblijvende druk. Bij variatie in de druk en de omstandigheden moet men met tijdsintervallen gaan werken. Eén van de mogelijkheden om kruip in rekening te brengen is gebruik te maken van een fictieve E-modulus. De fictieve E-modulus wordt dan gelijk gesteld aan $E_b / (1 + \varphi)$.

De waarde van φ is de relatieve toename van de vervorming bij een gelijkblijvende belasting.

De grootte van de kruipcoëfficiënt φ is afhankelijk van verschillende factoren, zoals:

- de Relatieve Vochtigheid;
- de ouderdom van het beton op het tijdstip van belasten en de sterkteklasse van het cement. Indien versnelde verharding door verwarming wordt toegepast, mag men de ouderdom op het tijdstip van belasten stellen op 7 dagen, mits $f'_{ck, t} \geq 0,5 \cdot f'_{ck, 28d}$ en op 14 dagen als $f'_{ck, t} \geq 0,6 \cdot f'_{ck, 28d}$, omdat de versnelde verharding zorg draagt voor een hoge hydratatiegraad in een korte tijd;
- de karakteristieke druksterkte van het beton;
- de fictieve dikte van het element;
- de belastingduur.

Het verloop van zowel de krimp als de kruip in de tijd is afhankelijk van de factor $k_t = t / [t + 0,04 \cdot \sqrt{(h_m^3)}]$.

t = het aantal dagen

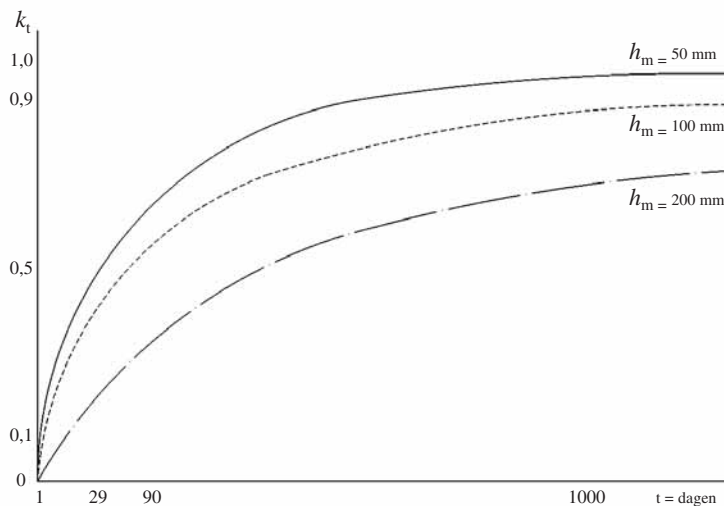
h_m = de getalwaarde van de fictieve dikte = $2 \cdot A_b / O_b$

A_b = betondoorsnede van het element

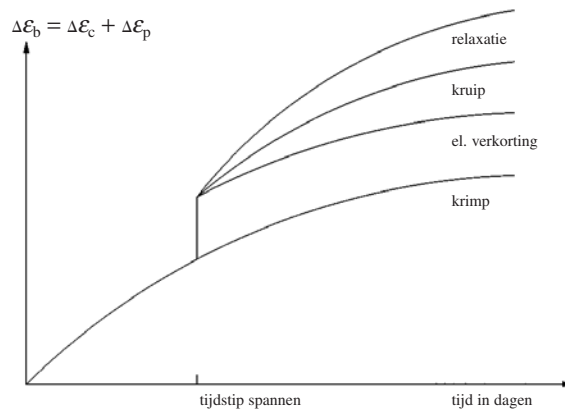
O_b = omtrek betondoorsnede

Een en ander conform NEN 6720, artikel 6.1.5 en [5.5], hoofdstuk 6.

Voor een aantal fictieve diktes wordt het verloop in figuur 5.088 aangegeven. De vervormingen die na het spannen optreden, zijn schematisch weergegeven in figuur 5.089.

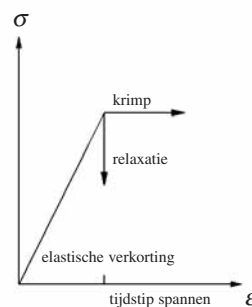


Figuur 5.088: Het verloop van k_t in de tijd in relatie tot de fictieve dikte h_m van het element



Figuur 5.089: Krimp, elastische verkorting + kruip + relaxatie zijn grafisch weergegeven. De krimp start direct, de elastische verkorting is eenmalig, de kruip en de relaxatie zijn vanaf het moment van voospannen tijd- en omstandigheden gebonden

In figuur 5.090 wordt grafisch het verschil aangegeven tussen krimp, kruip en relaxatie.



Figuur 5.090: Het verschil tussen elastische verkorting, kruip en relaxatie schematisch weergegeven. Kruip bij constante spanning. Relaxatie bij constante lengte

Relaxatie

Wanneer men in het voorspanstaal een trekspanning aanbrengt, dan zal dit staal een verlenging ondergaan. Indien men die verlenging fixeert, zal in de loop van de tijd de spanning in het staal afnemen. Men noemt dat relaxatie van het voorspanstaal.

Het spanningsverlies in het voorspanstaal $\Delta\sigma_p$ is afhankelijk van:

- het spanningsniveau σ_{pi} ;
- het spanningsniveau als % van f_{purepr} tot de relaxatie na 1000 h;
- de toepassing van een draad of een streng;
- het spanningsverlies in het staal tengevolge van krimp en kruip van het beton.

Een en ander conform NEN 6720, artikel 4.1.4.5 en 6.3.6 en in [5.5], paragraaf 6.6.3.

Het voorgespannen element van Voorbeeld 1, wordt aangevuld met de invloeden van krimp, kruip en relaxatie.

Aanvangvoorspanningen

In de NEN 6720 is nauwkeurig aangegeven tot welk niveau men het voorspanstaal mag belasten voor, tijdens en na het spannen. Verder is aangegeven tot welk niveau men het beton bij het spannen mag belasten.

Figuur 6 in NEN 6720 geeft het spanning-rekdiagram van voorspanstaal. Gecombineerd met tabel 13 zijn zo de bij FeP 1860 behorende waarden te bepalen.

$F_{pi} = F_{p0} - \Delta F_{pir}$, zoals voorgaand in het voorbeeld ook is na te gaan. Het direct optredende spanningverlies ten gevolge van de elastische verkorting en de wrijving in verankering en vijzel is gelijk aan ΔF_{pi} . Een en ander is aangegeven in NEN 6720, artikel 4.1.4.5.

De aanvangsvoorspankracht mag niet groter zijn dan de kleinste waarde van

$$F_{pi} = 0,8 \cdot A_p \cdot f_{pu} \text{ en } F_{pi} = A_p \cdot f_p$$

Voor FeP 1860 is $0,8 \cdot f_{pu} < f_p$, namelijk $0,8 \cdot 1690 = 1352 < 1450 \text{ N/mm}^2$.

Om de elastische verliezen, die direct optreden, te compenseren mag men F_{pi} verhogen met $80 \cdot (f_p / f_{pu} - 0,75)\% < 12\%$

Voorbeeld 1

Gegevens doorsnede element

Het element met een doorsnede van $300 \times 300 \text{ mm}^2$ (fig. 5.091) heeft op het moment van voorspannen een minimale kubusdruksterkte van 30 N/mm^2 en de karakteristieke kubusdruksterkte kan worden gesteld op 35 N/mm^2 . De bijbehorende stijfheid van het beton, de E_{br} , stellen we gemakshalve op 30000 N/mm^2 .

Na 28 dagen is de karakteristieke kubusdruksterkte 65 N/mm^2 ; B 65

De doorsnede van het element is A_b in mm^2 .

Aanwezige voorspanwapening, 8 stuks $12,5 \text{ mm}$ strenges FeP 1860,

$$A_p = 8 \cdot 93 \text{ mm}^2$$

De E-modulus van de strenges is $E_p = 200000 \text{ N/mm}^2$.

De strenges spannen we tot 1400 N/mm^2 .

Berekening spanningsverdeling na het spannen

De voorspankracht in de vijzel is:

$$F_{p0} = 8 \cdot 1400 \cdot 93 = 1041600 \text{ N}$$

Om de effectieve voorspanning te berekenen uit de veranderingen van de rek, hebben we de EA van de gehele doorsnede nodig.

$$EA = (300 \cdot 300 - 8 \cdot 93) \cdot 30000 + (8 \cdot 93) \cdot 200000 = 2,826 \cdot 10^9 \text{ N}$$

De voorspankracht geeft een gemiddelde rek van:

$$F_{p0} / EA = 1041600 / 2,826 \cdot 10^9 = 0,3685 \cdot 10^{-3} \text{ (N/N)}$$

De spanningverandering in het beton is

$$\sigma'_{bmd} = 0,3685 \cdot 10^{-3} \cdot 30000 = 11,055 \text{ N/mm}^2$$

De spanningverandering in het voorspanstaal is

$$\Delta\sigma_p = 0,3685 \cdot 10^{-3} \cdot 200000 = 73,7 \text{ N/mm}^2$$

In het voorspanstaal is de spanning nu nog maar

$$\sigma_{pi} = 1400 - 73,7 = 1326,3 \text{ N/mm}^2$$

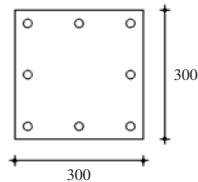
De voorspankracht:

$$F_{pi} = 1326,3 \cdot 8 \cdot 93 = 986767 \text{ N,}$$

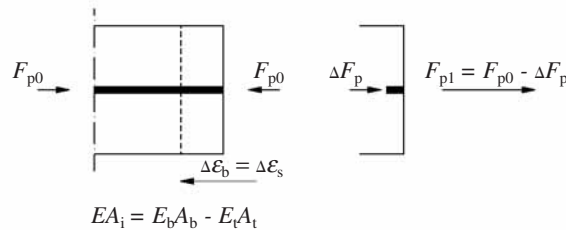
$$F_{pi} = 0,947 \cdot F_{p0}.$$

Deze kracht is uiteraard gelijk aan de kracht op de netto betondoorsnede, wegens inwendig evenwicht. Het klopt, want

$$(300 \cdot 300 - 8 \cdot 93) \cdot 11,055 = 986766 \text{ N.}$$



Figuur 5.091: De doorsnede van het element



Figuur 5.092: Schema van berekening spanningsverdeling via rekken

Variant berekening

Het kan wat korter worden geschreven,

$$n_e = E_p / E'_b$$

$$A_b = A - A_p$$

$$A_p = 8 \cdot 93 = 744 \text{ mm}^2.$$

$$\omega_p = A_p / A_b$$

$$A_i = A_b + n_e \cdot A_p$$

$$n_e \cdot \omega_p$$

$$A_i = (1 + n_e \cdot \omega_p) \cdot A_b$$

$$F_{p0} = A_p \cdot \sigma_{p0}$$

$$F_{pi} = F_{p0} \cdot 1 / (1 + n_e \cdot \omega_p)$$

$$\Delta F_p = F_{pi} \cdot (n_e \cdot \omega_p)$$

$$\sigma_{pi} = F_{pi} / A_p$$

$$\sigma'_{bi} = F_{pi} / A_b$$

$$\varepsilon'_{bi} = \sigma'_{bi} / E_b$$

$$n_e = 200000 / 30000 = 6,666$$

$$A_b = 300 \cdot 300 - 8 \cdot 93 = 89256 \text{ mm}^2.$$

$$\omega_p = 744 / 89256 = 8,336 \cdot 10^{-3}$$

$$A_i = 89256 + 6,666 \cdot 744 = 94215,5 \text{ mm}^2.$$

$$n_e \cdot \omega_p = 6,666 \cdot 8,336 \cdot 10^{-3} = 0,0557$$

$$A_i = 89256 \cdot (1 + 0,0557) = 94216 \text{ mm}^2$$

$$F_{p0} = 744 \cdot 1400 = 1041600 \text{ N}$$

$$F_{pi} = 1041600 \cdot 1 / (1 + 0,0557) = 986767 \text{ N}$$

$$\Delta F_p = 986767 \cdot 0,0557 = 54834 \text{ N}$$

$$\sigma_{pi} = 986767 / 744 = 1326,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma'_{bi} = 986767 / 89256 = 11,06 \text{ N/mm}^2.$$

$$\varepsilon'_{bi} = 11,06 / 30000 = 0,389 \cdot 10^{-3}$$

Direct na het overdragen van de voorspankracht op het element, dus op het tijdstip $t = 0$, is de spanningsverdeling bekend. De berekeningswijze kan ook worden ontleend aan paragraaf 3.2 van [5.5].

Overdrachtslengte strengen

$$\varnothing_k = 12,5 \text{ mm}$$

$$\sigma_{pi} = 1326,3 \text{ N/mm}^2$$

$$f'_{bt} = 0,6 \cdot 35 = 21 \text{ N/mm}^2$$

$$l_0 = 0,25 \cdot 12,5 \cdot 1326 / \sqrt{21} = 904 \text{ mm} \sim 70\varnothing_k.$$

De spanning wordt over circa 900 mm opgebouwd. Het beïnvloeden van de overdracht lengte is mogelijk door σ_{p0} te verlagen en bij een hogere betondruksterkte voor te spannen.

De overdracht wordt geacht lineair te verlopen, waarmee de vervorming door het voorspannen kan worden berekend. Over een lengte van $2 \times 0,9$ m verloopt de rek lineair van 0 tot ε'_{bi} en over de rest van de lengte is de rek gelijk aan $\varepsilon'_{bi} \cdot l$ in mm.

$$\Delta l = [(2 \cdot 900) \cdot 0,5 + (l-1800)] \cdot 0,369 \cdot 10^{-3} = (l-900) \cdot 0,369 \cdot 10^{-3} \text{ [mm]}.$$

Berekening invloeden van krimp, kruip en relaxatie

Het element wordt versneld verhard door het verwarmen van de betonspecie en het beton af te dekken of extra te verwarmen. De volgende morgen wordt het element ontspannen als $f'_{ck,t} = 35 \text{ N/mm}^2$.

Het element wordt opgeslagen en later toegepast in de buitenlucht.

<i>Krimpverkorting</i> voor $t = 50$ jaar dan wel $t = \infty$	tabel
$\varepsilon'_c = 0,25 \%$ voor buitenlucht, tussen 60% en 85% RV	9
$k_b = 0,70$ voor $f'_{ck} = 65 \text{ N/mm}^2$	6
$k_h = 0,925$ voor $h_m = 2 \cdot 300 \cdot 300 / (4 \cdot 300) = 150 \text{ mm}$	10
$k_p = 0,857$ voor $\omega_o = 0,833 \%$ is $k_p = 1 / (1 + 0,2 \cdot 0,833) = 0,857$	
$k_t = 1,00$ voor $t \sim 50 \cdot 365$ dagen	

$$\varepsilon'_r = \varepsilon'_c \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_p \cdot k_t = 0,25\% \cdot 0,7 \cdot 0,925 \cdot 0,857 \cdot 1 = 0,139 \% < 0,18\%$$

<i>Kruipverkorting</i> voor $t = 50$ jaar dan wel $t = \infty$	tabel
$k_c = 1,90$ voor buitenlucht, tussen 60% en 85% RV	4
$k_d = 1,10$ $f'_{ck,t} = 35 \text{ N/mm}^2 = 0,538 \cdot 65 \text{ N/mm}^2 > t_c = 7$ dagen	5
$k_b = 0,70$ voor B 65	6
$k_h = 0,925$ voor $h_m = 150 \text{ mm}$	7
$k_t = 1,00$ voor $t \sim 50 \cdot 365$ dagen	

$$\varphi = k_c \cdot k_d \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_t = 1,90 \cdot 1,10 \cdot 0,70 \cdot 0,925 \cdot 1,00 = 1,353 < 1,600$$

De krimpverkorting is tevens de verkorting van het in de doorsnede aanwezige voorspanstaal, dus 0,139%.

De rek in het beton tengevolge van het voorspannen is 0,389%.

Indien geen andere belasting wordt toegevoegd, is de toename van de rek:

$$\varphi \cdot \varepsilon'_{bi} = 1,353 \cdot 0,389\%$$

$$\Delta \varepsilon_b = \Delta \varepsilon_p$$

De spanningafname in het voorspanstaal

$$\Delta \sigma_p = (0,139 + 1,353 \cdot 0,389) \% \cdot 200000 = 0,665 \cdot 10^{-3} \cdot 200000 = 133,0 \text{ N/mm}^2$$

Relaxatie

De relaxatie wordt gemeten in een proef op het voorspanstaal gedurende 1000 h. In de tijd zal de relaxatie 3 x de waarde bij 1000 h kunnen bereiken.

σ_{pi} = 1326 N/mm ²	Zie voorgaand
f_{purep} = 1860 N/mm ²	FeP 1860, zie tabel 13, NEN 6720, artikel 6.3
$\Delta \sigma_{prel}$ = 2,90 % $\cdot \sigma_{pi}$	$\sigma_{pi} = 1326 = 71,3\% \cdot f_{purep}$ zie tabel 14, art 6.3.6, VBC.
$\Delta \sigma_{pkr}$ = 133 N/mm ²	Reeds berekend spanningverlies door krimp en kruip.

$$\begin{aligned} \Delta \sigma_p &= 3 \cdot \Delta \sigma_{prel} \cdot \sigma_{pi} (1 - 2 \cdot \Delta \sigma_{pkr} / \sigma_{pi}) = \\ &= 3 \cdot 2,90\% \cdot 1326 \cdot (1 - 2 \cdot 133 / 1326) = 92,2 \text{ N/mm}^2. \end{aligned}$$

Het totale spanningsverlies = $133,0 + 92,2 = 225,2 \text{ N/mm}^2$.

De spanning in het voorspanstaal op $t = 50$ jaar is de werkvoorspanning, waarop het element constructief beoordeeld moet worden.

$$\sigma_{pw} = 1326 - 225,2 \sim 1100 \text{ N/mm}^2.$$

Spanningen in diverse stadia

We vervolgen het voorbeeld, of beter gezegd, we keren even terug naar de uitgangspunten.

De aanvangsvoorspanning in het voorspanstaal

Voor FeP 1860 is het % compensatie = $80 \cdot (1450 / 1690 - 0,75) = 8,64\% < 12\%$

Dus de maximale spanning $\sigma_{p0} = (\text{maximaal}) = 1352 \cdot 1,0864 = 1470 \text{ N/mm}^2$.

Indien men de wrijving van de vijzel en in de verankering op 5% stelt, dan is de voorspankracht, die in de streng aanwezig is tussen verankering en element gelijk aan 1400 N/mm^2 . Dit komt overeen met de waarden zoals gebruikt.

Voor het beton is in artikel 8.1.7 van NEN 6720 aangegeven,

$$\text{dat } \sigma'_{bi} = f'_{bt} = 0,75 \cdot f'_b.$$

Hierin is

σ'_{bi} = spanning in het beton direct na het voorspannen

f'_{bt} = rekenwaarde van de druksterkte van het beton op het tijdstip van spannen, hetgeen gelijk gesteld kan worden aan $0,6 \times$ de karakteristieke kubusdruksterkte op dat tijdstip

f'_b = rekenwaarde van de druksterkte

In ieder geval moet de betonsterkteklasse bij het spannen minimaal B 20 zijn.

Tijdens het voorspannen kan beton trek opnemen tot een niveau gelijk aan

$$f_{br} = (1,6 - h) \cdot f_{bm} \leq f_{bm}.$$

Hierin is h de hoogte van het element in m en f_{bm} geldend voor de bereikte karakteristieke kubusdruksterkte op het tijdstip van spannen.

In tabel 3 bij artikel 6.1 van NEN 6720 vindt men dat $f_{bm} = 2 \cdot f_b$

De aanvangsvoorspanning in het beton

Voor de gebruikte waarden in dit voorbeeld geldt:

$$\sigma'_{bi} = 11,06 \text{ N/mm}^2.$$

$$f'_{bt} = 0,6 \cdot 35 = 21 \text{ N/mm}^2.$$

$$f'_b = 0,6 \cdot 65 = 39 \text{ N/mm}^2.$$

Aan de gestelde voorwaarde wordt voldaan, omdat:

$$11,06 \leq 21,00 \leq 0,75 \cdot 39,0 = 29,2 \text{ N/mm}^2.$$

Men zou voor h is $0,3$ m en beton B 35 bij het spannen, een betontrekspanning mogen toelaten tot $f_{br} = (1,6 - h) \cdot f_{bm}$, waarin de term tussen haken niet groter mag zijn dan 1.

Dit is hier het geval, zodat $f_{br} = 1 \cdot 2,8 = 2,8 \text{ N/mm}^2$ de betontrekspanning is die bij het voorspannen mag optreden.

In het centrisch voorgespannen element is dat niet relevant, omdat de doorsnede onder drukspanning blijft verkeren.

5.5.4 Excentrisch voorgespannen elementen

Eerder in dit hoofdstuk is gesteld:

Voorspannen = beïnvloeden van het krachtenspel (spanningen) en de vervormingen.

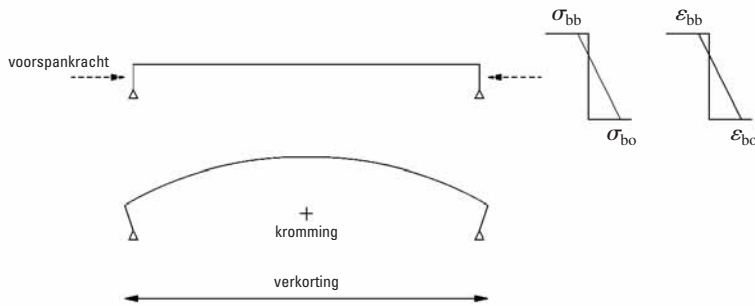
Voorspankrachten worden gezien als uitwendige belastingen.

In de prefab-betonindustrie werkt men met voorgerekt staal, dat bij voorkeur een recht verloop heeft en hooguit geknikt wordt om een druk- of trekpunt.

In de prefab-betonindustrie vervaardigt men statisch bepaalde elementen.

De berekening van spanningen en krommingen

Door een voorspankracht excentrisch op een element te doen aangrijpen zal er in de doorsnede van het element een normaalkracht (= voorspankracht) en een



moment (= voorspankracht x excentriciteit) optreden (fig. 5.093).

Figuur 5.093: Verkorting en kromming ten gevolge van de excentrische voorspanning. Verder is de rek- en spanningsverdeling in een doorsnede weergegeven.

De voorspanning wordt aangebracht in de zone, waar het moment uit de belasting - anders dan de voorspanning - trekspanningen veroorzaakt.

Men brengt dus simpel drukspanningen aan, waar trekspanningen door de overige belasting worden opgewekt.

De spanningen vanwege alleen het voorspannen zijn:

$$\begin{aligned} \sigma_{bbp} &= -F_p / A_i + (F_p \cdot e_p) \cdot z_{bb} / I_i & [\text{N/mm}^2] & & I_i / z_{bb} &= W_{bb} [\text{mm}^3] \\ \sigma_{bop} &= -F_p / A_i - (F_p \cdot e_p) \cdot z_{bo} / I_i & [\text{N/mm}^2] & & I_i / z_{bo} &= W_{bo} [\text{mm}^3] \end{aligned}$$

e_p = afstand hart voorspankracht tot het zwaartepunt van de gehele doorsnede

z_{bb} = afstand van zwaartepunt doorsnede tot uiterste vezel aan de bovenzijde

z_{bo} = afstand van zwaartepunt doorsnede tot uiterste vezel aan de onderzijde

σ_{bbp} = betonspanning in de uiterste vezel aan de bovenzijde van de doorsnede

σ_{bop} = betonspanning in de uiterste vezel aan de onderzijde van de doorsnede

De index _p duidt aan dat het alleen om spanningen ten gevolge van de voorspanning gaat. Veelal wordt die index ook weggelaten.

Voor de spanningen tussen de uiterste vezel boven en onder vult men voor z_{bb} en respectievelijk z_{bo} de afstand in van het zwaartepunt van de doorsnede tot de betreffende vezel.

Voor A_i en I_i , waarbij rekening gehouden wordt met het aanwezige voorspanstaal in de doorsnede, mag men ook A_b en I_b nemen.

Deze onnauwkeurigheid heeft niet veel invloed, maar A_i en I_i worden zeker gebruikt in het rekenprogramma, dat men in de industrie gebruikt.

Omdat het element statisch bepaald is uitgevoerd, is de excentriciteit van de voorspanning altijd gelijk aan de afstand van het hart van het voorspanstaal tot aan het zwaartepunt van de doorsnede.

De spanningen in de uiterste vezel zijn gelijk aan 0 voor een excentriciteit van de voorspanning, die overeenkomt met de kernhoogte.

$$\begin{aligned}\sigma_{bbp} &= -F_p / A_i + (F_p \cdot e_p) \cdot z_{bb} / I_i = 0 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{als} \quad e_p = (I_i / z_{bb}) / A_i = k_o = W_{bb} / A_i \\ \sigma_{bop} &= -F_p / A_i - (F_p \cdot e_p) \cdot z_{bo} / I_i = 0 \text{ [N/mm}^2\text{]} \quad \text{als} \quad e_p = (I_i / z_{bo}) / A_i = k_b = W_{bo} / A_i\end{aligned}$$

Met substitutie van deze waarden voor e_p is het te controleren.

De spanning in het beton tengevolge van de uitwendige voorspankracht ter hoogte van het voorspanstaal is:

$$\sigma_{bop} = -F_p / A_i - (F_p \cdot e_p) \cdot e_p / I_i \text{ [N/mm}^2\text{]}.$$

De spanningen in het voorspanstaal ten gevolge van de uitwendige voorspankracht op de doorsnede zijn vanwege een gelijke rektoe- of afname als het naastliggende beton te berekenen uit:

$$\sigma_{p,p} = (E_p / E'_b) \cdot \sigma_{bop} = n_e \cdot \sigma_{bop}$$

Doordat de spanningen in de uiterste vezel van het element ten gevolge van de excentrisch aangrijpende voorspankracht gelijk aan nul zijn wanneer het zwaartepunt van de voorspankracht op de kern ligt, is de spanning in de uiterste vezel ook eenvoudig te berekenen door de kernhoogte af te splitsen.

$$\begin{aligned}e_p &= +k_o + (e_p - k_o) \\ e_p &= -k_b + (e_p + k_b)\end{aligned}$$

Na substitutie is de spanning direct te berekenen uit:

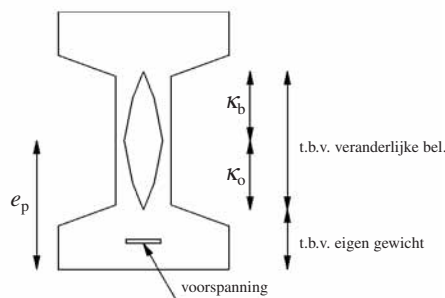
$$\begin{aligned}\sigma_{bbp} &= +F_p \cdot (e_p - k_o) \cdot z_{bb} / I_i \text{ [N/mm}^2\text{]} \\ \sigma_{bop} &= -F_p \cdot (e_p + k_b) \cdot z_{bo} / I_i \text{ [N/mm}^2\text{]}\end{aligned}$$

De kromming κ is te berekenen uit de spanningverdeling, die via de E-modulus van het beton - op het tijdstip van spannen - te vertalen is in rekken, of andersom. Uit de verandering van rek volgt de κ , die door het eigen gewicht aandeel van het element, per opvolgende doorsnede anders zal zijn.

$$\kappa_p = [(\sigma_{bbp} - \sigma_{bop}) / E'_{b,t}] / h_{el}$$

Met behulp van de kerndoorsnede kan men inzicht krijgen in het type element, dat hoort bij een bepaalde situatie (fig. 5.094):

- de afstand van het zwaartepunt van het voorspanstaal tot het onderkernpunt is een maat voor het eigen gewicht;
- de afstand van het zwaartepunt van het voorspanstaal tot het bovenkernpunt is de maat voor de totale belasting;
- de som van de kernafstanden is de maat voor de veranderlijke belasting.

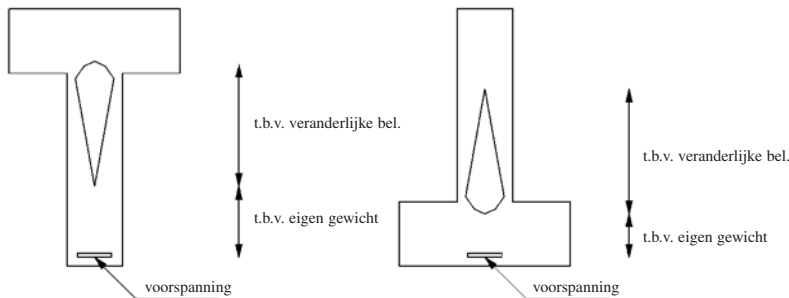


Figuur 5.094: Capaciteit van de doorsnede gerelateerd aan de kerndoorsnede

In tegenstelling tot normaal gewapend beton, varieert het zwaartepunt van de voorspankracht over de hoogte van het element, afhankelijk van de aard van de optredende belasting.

Profielkeuze

Voor de keuze van een profiel is het nuttig om hiermee te kunnen werken. Een element belast door een hoog aandeel eigen gewicht en een relatief gering aandeel veranderlijke belasting, vraagt om een hooggelegen onderkernpunt en een geringe kernhoogte. Een TT-plaat is hiervoor een aangewezen profiel. Voor een laag aandeel eigen gewicht zal men eerder denken aan een omgekeerde T-balk (fig 5.095).



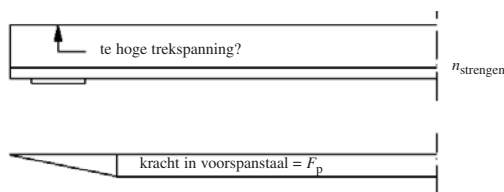
Figuur 5.095: Verschil in aandeel permanente belasting en veranderlijke belasting in relatie tot de ligging van het zwaartepunt van de doorsnede en de kerndoorsnede

Voor de optimale benutting van het toegepaste beton is een soort I-profiel vaak aangewezen. Flenzen voor de buiging en de lijven voor de opname van dwarskracht. Een kanaalplaat is tevens een I-vormige doorsnede en is daardoor optimaal van vorm. Voor brugbalken ziet men dezelfde tendens. Kokerbalken kennen dezelfde uitgangspunten. Materiaal uit het middendeel van de hoogte moet men zo veel mogelijk weghalen. De kleinere betondoorsnede geeft minder moment en verhoogt tevens de effectiviteit van de voorspanning!!

Spanningen in de einddoorsnede van het element

De betontrekspanning die bovenin het element ontstaat tijdens het voorspannen dient te worden beheerst. In het midden van de overspanning van het element komt bij het centrisc voorspannen het eigen gewicht vrij en dat zal de betontrekspanning doen afnemen. Aan de uiteinden van het element is de momenteninvloed van het eigen gewicht gering. Voor de betontrekspanning is daar dus de meest ongunstigste doorsnede gelegen zoals dat eveneens geldt voor de betondrukspanningen. De grenswaarden zijn eerder aangegeven in 5.5.3.

In de einddoorsnede moet de voorspanning nog worden overgedragen op het beton. Maar circa 500 - 900 mm vanaf de kop is die voorspankracht geheel overgedragen en is het moment uit eigen gewicht nog steeds zeer laag. Het is dus veilig om het moment uit eigen gewicht even op nul te stellen bij deze controle.



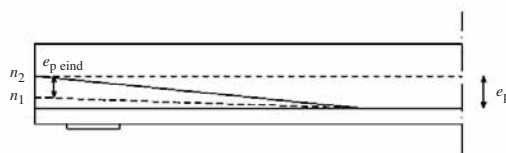
Figuur 5.096: Verloop voorspankracht in de eindzone bij recht kabelverloop

Maar stel, dat de betontrekspanning wordt overschreden of de betondrukspanning?

Dat betekent, dat de excentriciteit e_p moet worden verminderd, zoals uit de formules voor de spanningberekening is af te leiden, of men kan de grootte van de voorspanning wijzigen, maar die is meestal uit andere voorwaarden bepaald.

Aanpassen strengenvverloop

Men kan de excentriciteit van de voorspanning aanpassen door een aantal strengen op te buigen en de rest recht door te laten lopen. De strengen moeten in de einddoorsnede weer binnen of nabij de kerndoorsnede gelegen zijn, een eis waaraan snel wordt voldaan. Men moet dan druk- of trekpunten toepassen, zoals eerder beschreven. Een bijkomend voordeel is, dat in de knik een opwaartsgerichte resultante wordt opgewekt, tegengesteld van richting aan de dwarskracht uit de verticale belasting (fig. 5.097).

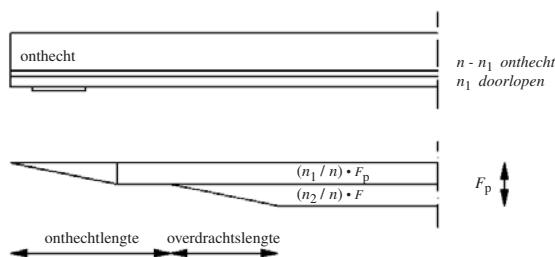


Figuur 5.097: Het effect van het naar boven leiden, drukken, van een aantal strengen is het verkleinen van de e_p in de eindzone van het element

Onthechten

Men kan ook besluiten om een aantal strengen te onthechten tot een zodanige lengte, dat de trekspanningen ten gevolge van de niet-onthechte strengen ter plaatse, binnen de grenzen blijven. Dit geschiedt door elektra pijpen, zoals voor normale leidingen worden gebruikt, om de strengen te schuiven.

Men kan per streng of aantal strengen de lengte van de onthechting berekenen. De overdrachtslengte van die onthechte strengen, begint op de plaats waar de buis stopt. Men kan een dekkingslijn construeren (fig. 5.098).



Figuur 5.098: Het effect van het onthechten van strengen, schematisch weergegeven

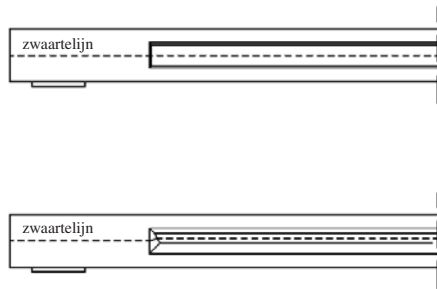
Kopsplijtspanningen

In de eindzone moeten tevens de spanningen als gevolg van het inlopen van de voorspanning worden gecontroleerd. In bepaalde situaties treden trekspanningen op in de lijven van het profiel, die zo hoog zijn, dat het tot scheurvorming in de kop leidt; horizontale scheuren of radiale scheuren rond de streng. De achtergronden en formules om die te berekenen kunnen worden ontleend aan [5.5], hoofdstuk 10.

Hamereinden

In de elementen met een smal lijf, zoals een I-balk of een IV-balk, zet men de eindzone van het profiel vaak dicht. Er ontstaat een hamereind, dat een grotere doorsnede heeft, waardoor de spanningen veelal lager zullen zijn. De lengte van het hamereind is zodanig gekozen, dat op de overgang van hamereind naar de oorspronkelijke balkdoorsnede, aan de spanningcriteria wordt voldaan (fig. 5.099).

Een bijkomende zaak is dat het zwaardere eind meer stabiliteit geeft aan de slanke ligger en dat ruimte ontstaat om 2 stekken te plaatsen ter plaatse van de oplegging en deze met de vereiste lengte te verankeren.



Figuur 5.099: Verloop van voorspanning bij een symmetrische en a-symmetrische balk met hamereind. De zwaartelijijn verandert van ligging voor een a-symmetrische balkdoorsnede

Voorbeeld 2

In dit voorbeeld worden de spanningen berekend voor een asymmetrische doorsnede, zoals aangegeven in figuur 5.100.

De I-ligger wordt gespannen bij een minimale kubusdruksterkte van 35 N/mm². De karakteristieke sterkte na 28 dagen is 65 N/mm².

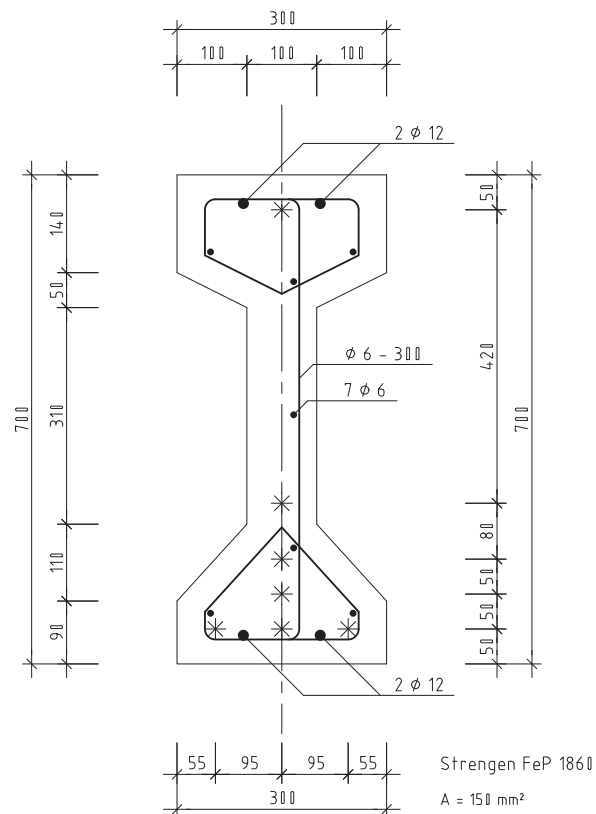
In de doorsnede zijn zeven strengen \varnothing 15,7 mm FeP 1860 ontworpen.

$A_p = 150 \text{ mm}^2/\text{streng}$.

De positie van de strengen is in figuur 5.100 aangegeven.

De strengen worden voorgespannen op 1400 N/mm², behoudens de bovenste die wordt gespannen op 1350 N/mm².

In de doorsnede worden zowel onder als boven 2 \varnothing 12 FeB 500 aangebracht (fig. 5.100).



Figuur 5.100

Berekening doorsnede grootheden:

	opp. factor	b mm	h mm	A mm ²	z _i mm	S mm ³	(z _i -z _b) mm	I _{eig} ·10 ⁶ mm ⁴	A·(z _i -z _b) ² mm ⁴ ·10 ⁶	I _{tot} ·10 ⁶ mm ⁴
1	1,0	300	140	42 000	70,00	2 940 000	-283,54	68,6	3 376,6	3 445,2
2	0,5	300	50	7 500	156,66	1 174 950	-196,88	1,0	290,7	291,8
3	0,5	100	50	2 500	173,33	433 325	-180,21	0,3	81,2	81,5
4	1,0	100	310	31 000	345,00	10 695 000	-8,54	284,3	2,3	250,5
5	0,5	100	110	5 500	536,66	2 951 630	183,12	3,7	184,4	188,1
6	0,5	300	110	16 500	573,33	9 459 945	219,79	11,1	797,1	808,1
7	1,0	300	90	27 000	655,00	17 685 000	301,46	18,2	2 453,7	2 471,9
streng	stuks	<i>n</i> =E _p / E' _b	A _{streng}							
1	1	6,45	150	968	50,00	48 375	-303,54	0,0	89,1	89,1
2	1	6,45	150	968	470,00	454 725	116,46	0,0	13,1	13,1
3	1	6,45	150	968	550,00	532 125	196,46	0,0	37,3	37,3
4	1	6,45	150	968	600,00	580 500	246,46	0,0	58,8	58,8
5	3	6,45	150	2 903	650,00	1 866 625	296,46	0,0	255,1	255,1
wap.										
1	2	6,77	113	1 530	45	68 851	-308,54	0,0	145,7	145,7
2	2	6,77	113	2 295	655	1 503 245	301,46	0,0	208,6	208,6
totaal				142 598		50 414 296				8 344,9
					z _b	353,54 mm				
					z _o	346,46 mm				
					W _b	23,6 · 10 ⁶ mm ³				
					W _o	24,1 · 10 ⁶ mm ³				
					k _b	168,9 mm				
					k _o	165,5 mm				

De betonspanningen

De voorspankracht is gelijk aan

$$6 \cdot 150 \cdot 1400 + 1 \cdot 150 \cdot 1350 = 1\,260\,000 + 202\,500 = 1\,462\,500 \text{ N} \rightarrow 1\,462 \text{ kN.}$$

Het zwaartepunt van de voorspankracht ligt op 520 mm van de bovenzijde van de ligger.

De excentriciteit van de voorspanning is $520,00 - 353,54 = 166,46 \text{ mm}$,

net even onder het onderkernpunt. $M_{\text{vsp}} = 1\,462 \cdot 0,16646 = 243,36 \text{ kNm}$.

Het eigen gewicht van de ligger is $132\,000 \cdot 10^{-6} \cdot 25 = 3,3 \text{ kN/m}$.

De theoretische overspanning = 20,93 m.

$$M_g = 0,125 \cdot 3,3 \cdot 20,93^2 = 180,7 \text{ kNm in de middendoorsnede.}$$

De betonspanningen in het midden van de overspanning bedragen:

$$\sigma_{\text{bb}} = -\frac{1462 \cdot 10^3}{142598} + \frac{(+243,36 - 180,70) \cdot 10^6}{23603726} = -10,25 + 2,65 = -7,60 \text{ N/mm}^2.$$

$$\sigma_{\text{bo}} = -\frac{1462 \cdot 10^3}{142598} - \frac{(+243,36 - 180,70) \cdot 10^6}{24086420} = -10,25 - 2,62 = -12,87 \text{ N/mm}^2.$$

Op 2,00 m van de oplegging $M_g = 62,4 \text{ kNm}$. De bijbehorende betonspanningen zijn:

$$\sigma_{\text{bb}} = -\frac{1462 \cdot 10^3}{142598} + \frac{(+243,36 - 62,40) \cdot 10^6}{23603726} = -10,25 + 7,67 = -2,58 \text{ N/mm}^2.$$

$$\sigma_{\text{bo}} = -\frac{1462 \cdot 10^3}{142598} - \frac{(+243,36 - 62,40) \cdot 10^6}{24086420} = -10,25 - 7,51 = -17,76 \text{ N/mm}^2.$$

Zonder enig moment ten gevolge van het eigen gewicht is:

$$\sigma_{bb} = -\frac{1462 \cdot 10^3}{142598} + \frac{(+243,36) \cdot 10^6}{23603726} = -10,25 + 10,31 = +0,06 \text{ N/mm}^2.$$

$$\sigma_{bo} = -\frac{1462 \cdot 10^3}{142598} - \frac{(+243,36) \cdot 10^6}{24086420} = -10,25 - 10,10 = -20,35 \text{ N/mm}^2.$$

De maximaal toelaatbare drukspanning groot $-0,6 \cdot 35 = -21 \text{ N/mm}^2$ wordt niet overschreden.

Zeeg direct na het spannen

Vanuit de spanningen zijn de rekken en dus ook de krommingen van de opvolgende doorsneden te berekenen.

Een eenvoudiger manier is om de buigvervorming van de ligger te berekenen met een uitwendig moment tengevolge van voorspannen en het aandeel van het eigen gewicht. De afwijking is het gevolg van het inlopen van de voorspanning aan de liggereinden.

De opwaartsgerichte vervorming in het midden van de overspanning laat zich berekenen als volgt:

$$\begin{aligned} M_{vsp} &= -243,36 \text{ kNm} \\ M_g &= 180,70 \text{ kNm} \\ l &= 20,93 \text{ m} \\ E'_{bt} &= 31\,000 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$EI\delta_m = [(1/8) \cdot M_{vsp} + (5/48) \cdot M_g] \cdot l^2 \text{ in mm}$$

$$EI\delta_m = [(1/8) \cdot -243,36 + (5/48) \cdot 180,70] \cdot 10^6 \cdot 20,932 \cdot 10^6 = -5080,2 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^3$$

$$EI = 31\,000 \cdot 8345 \cdot 10^6 = 258,70 \cdot 10^{12} \text{ Nmm}^2$$

$$\delta_m = -5080,2 \cdot 10^{12} / 258,7 \cdot 10^{12} = 19,6 \text{ mm}$$

Doordat door tijdgebonden vervormingen de fictieve E-modulus afneemt, zal de vervorming, de zeeg, toenemen. Zoals bij de productie reeds aangegeven, kan men de eerste periode de balk op overstekken tassen, waarmee M_g compleet verandert, dus dan ook δ_m .

Elastische voorspanverliezen

Bij het overdragen van de voorspanning op de ligger, zal de rek van de voorspanning afnemen en dus de spanning. Het eigen gewicht heeft dan nog net geen aandeel.

De rek van de spanningsverandering is te berekenen als volgt:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{pi} &= [0,06 - (0,06 + 20,35) \cdot (z_i / 700)] / 31\,000 \\ \sigma_{pi} &= \varepsilon_{pi} \cdot 200\,000 \text{ N/mm}^2 \\ F_{pi} &= \sigma_{pi} \cdot A_{pi} \\ A_p &= 150 \text{ mm}^2 / \text{streng} \end{aligned}$$

De berekende waarden zijn af te lezen in de navolgende tabel.

streng	aantal	z_i mm	ε_{pi} ‰	σ_{pi} N/mm ²	σ_{pi} N/mm ²	F_{p1} kN
1	1	50	0,0045	- 9	1341	201
2	1	470	0,4401	-88	1312	197
3	1	550	0,5154	-103	1297	195
4	1	600	0,5624	-112	1288	193
5	3	650	0,6094	-122	1278	571
totaal	7				< 1352	1361

5.5.5 Samengestelde constructies

De invloed van bouwfasen

In prefab-betonconstructies wordt de constructie fasegewijs opgebouwd. Een aantal situaties wordt beschreven.

Op een dakligger, belast met een voorspankracht en eigen gewicht, komen gordingen te liggen en daarop dakplaten en dakafwerking, de permanente belasting vormend. Op het dakvlak werkt windbelasting en/of sneeuwbelasting, de veranderlijke belasting vormend.

Op een voorgespannen element met uitstekende beugels worden kanaalplaten gelegd en nadat de kanalen zijn afgestopt worden de voegen tussen de koppen van de kanaalplaten aangestort en in een later fase wordt een vloerafwerking aangebracht en wellicht een aantal wanden, alle permanente belasting. De vloer wordt verder belast met een veranderlijke belasting. Na het storten van de verbinding balk en vloer ontstaat een samenwerkende constructie. De belasting die daarna aangebracht wordt, werkt op de samengestelde constructie. Het gewicht van de kanaalplaten wordt door de balk (alleen) gedragen!!

Een brugdek wordt opgebouwd uit voorgespannen balken, die aan de bovenzijde voorzien zijn van beugels en een kleine sponning voor de oplegging van een verloren bekisting. Tussen de balken wordt een verloren bekisting aangebracht, opgelegd in de sponning van de balken. Doorlopend over de balken heen, wordt een dubbel wapeningsnet aangebracht. Men stort daarna het volledige dek. De optredende stortbelasting belast (alleen) de voorgespannen balk. Nadat het dek is verhard, zal alle toegevoegde belasting door de samenwerkende constructie worden opgenomen.

Wat betekent dat voor de constructeur?

Men moet dus altijd de uitvoeringsfasen nagaan en de belastinghistorie vastleggen voor de enkele of samenwerkende constructieonderdelen. Tevens moet men naar de eigenschappen van het beton kijken. Een voorgespannen element kan van beton B 65 gemaakt zijn, terwijl de daarop gestorte deklaag B 25 of B 35 is. Beide betonsterkteklassen hebben een andere E-modulus, die als zodanig in rekening moet worden gebracht.

Inwendige spanning door opgelegde vervormingen

Krimpvervorming

Er is nog een omstandigheid, die aandacht vraagt. Het betondek wordt op de balken gestort. De balken zijn al minimaal enkele weken oud en hebben een groot deel van de krimpvermindering ondergaan. De zopas gestorte vloer zal willen verkorten, maar wordt daarin belemmerd door het contactvlak met de balken, waaruit beugels steken. Er treden dan inwendige spanningen op in de samengestelde doorsnede.

De vloer wil $\varepsilon_{r,vloer}$ verkorten, de balk nog $\varepsilon_{r,balk} < \varepsilon_{r,vloer}$

Het uitgangspunt blijft dat samenwerkende doorsneden vlakblijven. Om de invloed te kunnen beredeneren, worden dekvloer en balk eerst van elkaar losgemaakt. In het aansluitvlak van balk en dekvloer ontstaat een schuifkracht, die bij moet dragen om een gelijke verplaatsing in het aansluitvlak te garanderen.

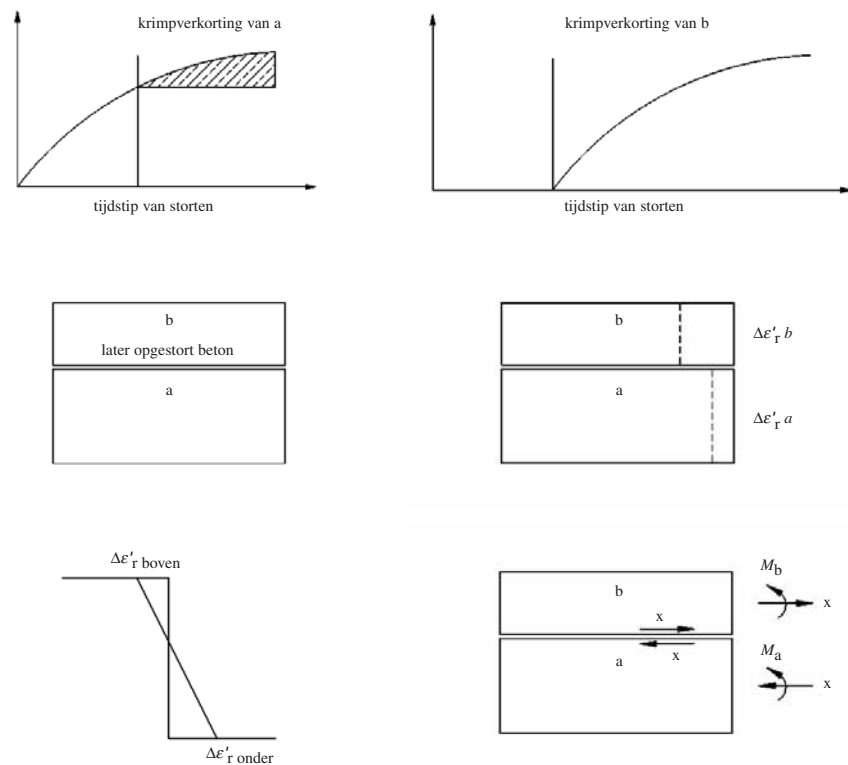
Die schuifkracht veroorzaakt in de losgekoppelde delen een trekkracht respectievelijk een drukkracht en in beide delen een moment gelijk aan de schuifkracht x de afstand van het schuifvlak naar het zwaartepunt van dat deel.

Daarmee is nog niet voldaan aan de voorwaarde van: vlakke doorsneden blijven vlak. Daarom zal er nog een moment in beide delen extra moeten optreden, opdat de kromming van de delen gelijk wordt.

De onbekende grootheden zijn: de schuifkracht X en het moment Y .

De verplaatsingsvoorwaarden op het aansluitvlak zijn:

$$\delta_{balk} = \delta_{vloer} \text{ en } \kappa_{balk} = \kappa_{vloer}$$



Figuur 5.101: Invloed van krimpverschillen op de spanningen en rekken bij samengestelde constructies, bestaande uit twee onderdelen, die op een verschillend tijdstip zijn gestort

Kruipvervorming

Een vergelijkbare situatie doet zich voor door verschil in kruipverkorting in het samengestelde element. Eerst is het voorgespannen element zonder aanstorting van een dek onderhevig aan kruip. Vaak is het eigen gewicht relatief laag en zal het element verder opbuigen. Onderin het element heerst drukspanning en bovenin trekspanning of een zeer lage drukspanning. Na het aanbrengen van permanente belasting op tijdstip t_1 verandert de doorsnede en zal de rest van de kruipvervorming de vervorming van de samengestelde constructie betreffen. Let wel, dat door de andere doorsnedevorm, de fictieve dikte verandert en dus de kruipfactor φ .

Vanaf het tijdstip t_1 is de kruipfunctie te herleiden voor het tijdval t_1 tot $t = 50$ jaar of $t = \infty$.

Temperatuur

Door het opwarmen van het dek van een viaduct of de bovenzijde van een TT-plaat, zal het dek willen uitzetten en vanwege de temperatuurgroadiënt over de hoogte tevens willen krommen. Op dezelfde wijze als aangegeven voor de krimpvervorming, kan men nu het dek loskoppelen en zowel vervorming als kromming per deel weer aan elkaar gelijk stellen. Vanuit de vervorming is de spanningsverdeling te berekenen en vanuit die kromming de vervorming van de temperatuurinvloed.

Voorbeeld 3

5.5.6 Berekening van het breukmoment

De voorgaande beschouwingen en berekeningen betreffen alle de gebruikssituatie. De dimensies van het element en de mate van voorspannen worden primair in de gebruikssituatie bepaald en pas daarna wordt nagegaan of voldaan wordt aan de voorwaarde dat $M_d \leq M_u$.

Het voorspanstaal heeft een rek, die gelijk is aan de werkspanning in het voorspanstaal σ_{pw} gedeeld door E_p .

De uiterste vezel van de drukzone zal normaal beton een stuikvervorming van 3,5‰ ondergaan.

Bij een gekozen hoogte van de drukzone - x_u - is de extra rek in het voorspanstaal uit te rekenen. De betondrukkracht dient evenwicht te maken met de staaltrekkracht. Dit is een iteratief proces.

Voor beton en voorspanstaal is een bi-lineair spanning - rek diagram voorgeschreven. Zie NEN 6720, artikel 6.1.4 en 6.2.5.

De tweede tak in het $\sigma - \varepsilon$ diagram van het voorspanstaal loopt nogal flauw. Dat betekent dat voor FeP 1860 een staalspanning van circa 1600 N/mm² aardig in de buurt van de werkelijkheid zal liggen. Indien men deze waarde aanneemt is de staaltrekkracht te berekenen en dan tevens de x_u .

Uit x_u is weer de extra rek in het voorspanstaal te berekenen en die rek moet dan in het $\sigma - \varepsilon$ diagram van het voorspanstaal leiden tot de aangenomen staalspanning, totdat het gelijk is.

M_u is de rekenwaarde van het uiterste opneembare moment behorend bij de - in het zwaartepunt van de doorsnede aangrijpende - normaalkracht.

Zie NEN 6720 artikel 8.1.1 en de daarbij behorende toelichting.

Er zijn grenzen aan de hoogte van de betondrukzone en aan de rek van voorspanstaal. Zie NEN 6720, artikel 8.1.2.

Voorbeeld 4**5.5.7 Dwarskracht**

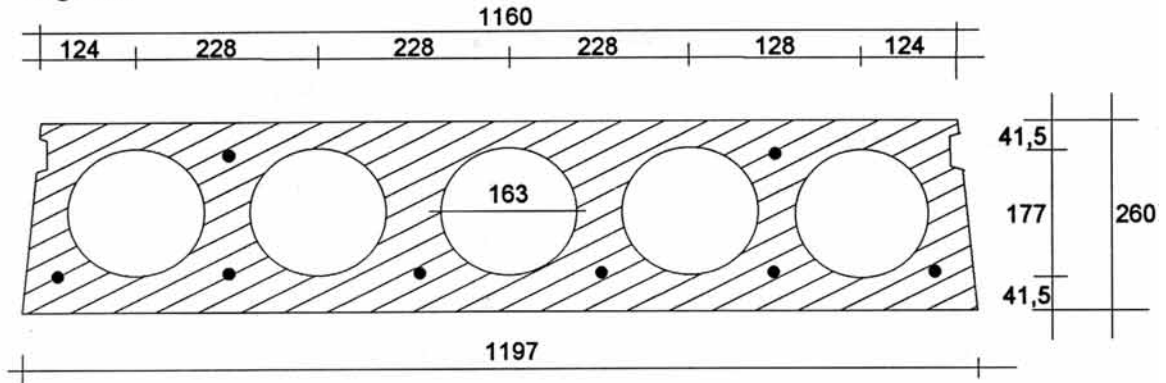
Door de aanwezigheid van normaalkracht in de doorsnede worden, zolang het beton zich elastisch gedraagt, de hoofdspansingen beïnvloed.

De betontrekspanning wordt gunstig beïnvloed.

Zodra er scheurvorming in de dwarskrachtzone is opgetreden, zal de aanwezige voorspankracht de helling van de scheur beïnvloeden en positief bijdragen aan de dwarskrachtcapaciteit.

De invloed van de normaalkracht wordt in rekening gebracht door t_1 te verhogen tot $t_1 + 0,15 \cdot \sigma'_{bm}$. Zoals bekend moet men boven die grens evenwicht via beugelwapening o.i.d. aanbrengen.

Voor de dwarskracht V_d kan men de opwaartse component van de geknikte strengen in mindering brengen, met de daarbij behorende $\gamma_p = 1$.

Voorbeeld 1. Uit bouwen met staal '92 (TNO/PAB)**Gegeven:****Doorsnedegegevens:****- Materiaaleigenschappen beton B65 (NEN 6720 art. 6.1)**

karacteristieke kubusdruksterkte	$f_{ck} = 65 \text{ N/mm}^2$
rekenwaarde van de druksterkte	$f_b = 39 \text{ N/mm}^2$
rekenwaarde van de treksterkte	$f_b = 2,15 \text{ N/mm}^2$
gemiddelde treksterkte	$f_{bm} = 4,30 \text{ N/mm}^2$
gemiddelde buigtreksterkte	$f_{br} = 5,76 \text{ N/mm}^2$
karacteristieke buigtreksterkte	$f_{brk} = 4,12 \text{ N/mm}^2$
elasticiteitsmodulus	$E'_b = 38500 \text{ N/mm}^2$
rekenwaarde van de druksterkte bij voorspannen	$f'_{bt} = 35 \text{ N/mm}^2$
elasticiteitsmodulus bij voorspannen	$E'_{bt} = 20730 \text{ N/mm}^2$

- Materiaaleigenschappen voorspanstrengen FeP 1860 (NEN 6720 Art. 6.3)

representatieve waarde van de 0,1 %-rekgrens	$f_{prep} = 1600 \text{ N/mm}^2$
rekenwaarde van de 0,1 %-rekgrens	$f_p = 1450 \text{ N/mm}^2$
representatieve waarde van de treksterkte	$f_{purep} = 1860 \text{ N/mm}^2$
rekenwaarde van de treksterkte	$f_{pu} = 1690 \text{ N/mm}^2$
elasticiteitsmodulus	$E_p = 200000 \text{ N/mm}^2$
voorspanning bij aanbrengen (70% van f_{purep})	$\sigma_{po} = 1302 \text{ N/mm}^2$

- *Geometrie vloerplaten (zie afbeelding)*

elementbreedte	b	=	1200 mm
elementhoogte	h	=	260 mm
nuttige hoogte	d	=	220 mm
minimale lijfbreedte	b _w	=	310 mm
ligging neutrale lijn t.o.v. onderzijde plaat	y _o	=	127,25 mm
betonddoorsnede	A _b	=	183197 mm ²
lineair oppervlaktemoment	S _y	=	7646524 mm ²
kwadratisch oppervlaktemoment	I _y	=	1463510272 mm ⁴
voorspanstrengen bovenin 2 x Ø6,9	A _p	=	58 mm ²
afstand strengen bovenin tot onderzijde plaat	a _p	=	230 mm
voorspanstrengen onderin 6 x Ø12,5	A _p	=	558 mm ²
afstand strengen bovenin tot onderzijde plaat	a _p	=	40 mm
excentriciteit voorspanning t.o.v. neutr.lijn	e _p	=	69,36 mm
theoretische overspanning (NEN 6720 Art. 7.1.6)	ℓ	=	10,45 m

Gevraagd: toets de kanaalplaatvloeren voor belastingcombinaties zonder windbelasting.

Uitwerking:

1. Berekening werkvoorspanning

De voorspanning moet worden bepaald volgens NEN 6720 Art. 4.1.4.5. Er wordt onderscheid gemaakt tussen de voorspanning bij aanbrengen, de aanvangsvoorspanning en de werkvoorspanning. Deze zijn respectievelijk:

- $\sigma_{po} = 0,7 \cdot f_{pretp} = 1302 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{pi} = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pel} = 1302 - 40 = 1262 \text{ N/mm}^2$
- $\sigma_{pw} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pw} = 1262 - 129 = 1133 \text{ N/mm}^2$

ad b) De aanvangsvoorspanning is de voorspanning bij aanbrengen gereduceerd met het spanningsverlies ten gevolge van de elastische verkorting van het beton (NEN 6720 Art. 4.1.4.5). Bij het bepalen van dit spanningsverlies dient voor het beton de elasticiteitsmodulus ten tijde van aanbrengen voorspankracht in rekening te worden gebracht.

- Spanningsverlies t.g.v. elastische verkorting (NEN 6720 Art. 4.1.4.5)

$$M_g = 1/8 (1,2 q_g) \ell^2 = 1/8 (1,2 \cdot 3,80) 10,45^2 = 62,245 \text{ kNm}$$

$$F_{po} = 1302 \cdot (58 + 558) = 802032 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= -\frac{F_{po}}{A_b} + \frac{(M_g - F_{po} e_p) e_p}{I_y} \\ &= -\frac{802032}{183197} + \frac{(62,245 \cdot 10^6 - 802032 \cdot 69,36) \cdot 69,36}{1463510272} \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{bp} = \varepsilon_p = \frac{\sigma_{bp}}{E_{bt}} = -\frac{4,1}{20730} = -0,20 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta\sigma_{pel} = \varepsilon_p \cdot E_p = 0,0002 \cdot 200000 = 40 \text{ N/mm}^2$$

- Aanvangsvoorspanning (NEN 6720 Art. 4.1.4.5)

$$\sigma_{pi} = \sigma_{po} - \Delta\sigma_{pel} = 1302 - 40 = 1262 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{pi} = (553 + 53) \cdot 1262 = 777392 \text{ N}$$

Controle:

De grootte van de aanvangsvoorspanning moet voldoen aan de volgende voorwaarden:

$$\sigma_{pi} < 0,8 f_{pu} = 1352 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{akkoord (NEN 6720 Art. 4.1.4.5)}$$

$$\sigma_{pi} < f_p = 1450 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{akkoord (NEN 6720 Art. 4.1.4.5)}$$

De spanningen in de uiterste vezels van het beton zijn ten tijde van de aanvangsvoorspanning gelijk aan:

$$\sigma'_{bi} = -\frac{F_{pi}}{A_b} - \frac{(M_g - F_{pi} e_p) \cdot (h - y_o)}{I_y}$$

$$\sigma_{bi} = -\frac{F_{pi}}{A_b} + \frac{(M_g - F_{pi} e_p) \cdot y_o}{I_y}$$

$$\sigma'_{bi} = -\frac{777392}{183197} - \frac{(62,245 \cdot 10^6 - 777392 \cdot 69,36) \cdot 132,75}{1463510272} = -5,0 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bi} = -\frac{777392}{183197} + \frac{(62,245 \cdot 10^6 - 777392 \cdot 69,36) \cdot 127,25}{1463510272} = -3,5 \text{ N/mm}^2 \text{ (druk !!)}$$

Ter toetsing van de doorsnede bij de aanvangsvoorspanning zijn in NEN 6720 de volgende controleregels opgenomen:

$$\sigma'_{bi} < 0,75 f'_b = 29,3 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{akkoord (NEN 6720 Art. 8.1.7)}$$

$$\sigma_{bi} < f_{br} = 5,76 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{akkoord (NEN 6720 Art. 8.1.7)}$$

Ad c) De werkvoorspanning is de aanvangsvoorspanning gereduceerd met de spanningsverliezen ten gevolge van kruip en krimp van het beton en relaxatie van het voorspanstaal (NEN 6720 Art. 6.1.4.5). De kruipverkorting kan worden bepaald volgens NEN 6720 Art. 6.1.5, waarbij rekening moet worden gehouden met het tijdstip van aanbrengen van de verschillende belastingen. Voor de veranderlijke belasting kan daarbij worden uitgegaan van de momentane waarde. De krimpverkorting kan worden bepaald volgens de NEN 6720 Art. 6.1.6. De relaxatie van het voorspanstaal kan worden bepaald volgens NEN 6720 Art. 4.1.4.5, waarbij voor de bepaling van de maximale relaxatie na 1000 uur wordt verwezen naar NEN 6720 Art. 6.3.6.

- *Spanningsverlies t.g.v. kruip (NEN 6720 Art. 4.1.4.5)*

$$\phi = k_c k_d k_b k_h k_t \leq \phi_{\max} \text{ (NEN 6720 Art. 6.1.5)}$$

met $k_c = 1,9$ na 28 dagen (NEN 6720 Tabel 4)

$$k_c = 2,6 \text{ in de eindtoestand (NEN 6720 Tabel 4)}$$

$$k_d = 1,1 \text{ bij ouderdom belasting 7 dagen (NEN 6720 Tabel 5)}$$

$$k_d = 0,7 \text{ bij ouderdombelasting 28 dagen (NEN 6720 Tabel 5)}$$

$$k_b = 0,7 \text{ (NEN 6720 Tabel 6)}$$

$$k_h = 1,0 \text{ (NEN 6720 Tabel 7, zie ook [8])}$$

$$k_t = 0,4 \text{ na 28 dagen (NEN 6720 Art. 6.1.5)}$$

$$k_t = 1,0 \text{ in de eindtoestand (NEN 6720 Art. 6.1.5)}$$

Tot montage (28 dagen) is

$$\phi_{28} = 1,9 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 0,4 = 0,6 < 1,6 \quad \text{(NEN 6720 Tabel 8)}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= -\frac{F_{pi}}{A_b} + \frac{(M_g - F_{pi} \cdot e_p) \epsilon_p}{I_y} \\ &= -\frac{777392}{183197} + \frac{(62,245 \cdot 10^6 - 777392 \cdot 69,36) \cdot 69,36}{1463510272} = -3,8 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\epsilon_{kr} = \phi_{28} \cdot \frac{\sigma_{bp}}{E'_b} = -0,6 \cdot \frac{3,8}{38500} = -0,06 \cdot 10^{-3}$$

Van montage (28 dagen) tot de eindtoestand ($t = \infty$) is

$$\phi_{\infty} = 2,6 \cdot 0,7 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 1,3 < 2,2 \quad (\text{NEN 6720 Tabel 8})$$

$$\Delta M_{el} = 1/8 \cdot 1,2(5,53 - 3,80 + 0,5 \cdot 2,5)10,45^2 = 48,814 \text{ kNm}$$

$$\Delta \sigma_{bp} = \frac{48,814 \cdot 10^6 \cdot 69,36}{1463510272} = 2,3 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_{bp} = 2,3 - 3,8 = -1,5 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \varepsilon_{bp} = \frac{\Delta \sigma_{bp}}{E'_b} = \frac{2,3}{38500} = 0,06 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_{kr} = \phi_{\infty} \cdot \frac{\sigma_{bp}}{E'_b} = -1,3 \cdot \frac{1,5}{38500} = -0,05 \cdot 10^{-3}$$

$$\Delta \sigma_p = (0,06 - 0,06 + 0,05) \cdot 10^{-3} \cdot 200000 = 10 \text{ N/mm}^2$$

- *Spanningsverlies t.g.v. krimp (NEN 6720 Art. 4.1.4.5)*

$$\varepsilon'_r = \varepsilon'_c k_b k_h k_p k_t \leq \varepsilon'_{\max} \quad (\text{NEN 6720 Art. 6.1.6})$$

met $\varepsilon'_c = 0,4 \cdot 10^{-3}$ (NEN 6720 Tabel 9)

$$k_b = 0,7 \quad (\text{NEN 6720 Tabel 6})$$

$$k_h = 1,05 \quad (\text{NEN 6720 Tabel 10,})$$

$$k_p = 0,94 \quad (\text{NEN 6720 Art. 6.1.6 met } \bar{\omega}_o = 0,34\%)$$

$$k_t = 1,0 \quad (\text{NEN 6720 Art. 6.1.6})$$

$$\varepsilon'_r = 0,4 \cdot 10^{-3} \cdot 0,7 \cdot 1,05 \cdot 0,94 \cdot 1,0 = 0,28 \cdot 10^{-3} > 0,27 \cdot 10^{-3} \quad (\text{NEN 6720 Tabel 11})$$

$$\Delta \sigma_p = 0,00027 \cdot 200000 = 54 \text{ N/mm}^2$$

- *Spanningsverlies t.g.v. relaxatie (NEN 6720 Art. 4.1.4.5)*

$$\Delta \sigma_{pi} = 1262 \text{ N/mm}^2 = 0,68 \cdot f_{urep}$$

$$\sigma_{prel} = 1,9\% \cdot \sigma_{pi} = 24 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{NEN 6720 Art. 6.3.6})$$

$$\Delta \sigma_{pkr} = 10 + 54 = 64 \text{ N/mm}^2$$

$$\Delta \sigma_p = 3 \Delta \sigma_{prel} \left(1 - 2 \frac{\Delta \sigma_{pkr}}{\sigma_{pi}} \right) = 3 \cdot 24 \cdot \left(1 - \frac{2 \cdot 64}{1262} \right) = 65 \text{ N/mm}^2$$

- Werkvoorspanning (NEN 6720 Art. 4.1.4.5)

$$\sigma_{pw} = \sigma_{pi} - \Delta\sigma_{pw} = 1262 - (10 + 54 + 65) = 1133 \text{ N/mm}^2$$

$$F_{pw} = (558 + 58) \cdot 1133 = 697928 \text{ N}$$

2. Toetsing van de doorsnede

- *Buiging en/of normaalkracht (NEN 6720 Art. 8.1)*

Aangetoond moet worden dat de rekenwaarde van het maximale buigend moment niet groter is dan het uiterst opneembaar buigend moment (NEN 6720 Art. 8.1.1). In het rekenvoorbeeld is daarbij de capaciteit van één plaat met een breedte van 1,2 meter in beschouwing genomen.

Het uiterst opneembaar buigend moment is berekend volgens de toelichting bij NEN 6720 Art 8.1.1. Figuur 49 uit NEN 6720 maakt een en ander duidelijk.

$$\begin{aligned} M_u &= F'_{pd}(z_b - y) + \Delta F_p(d_p - y) \\ &= 144,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= 1/8(1,2p_d)\ell^2 - F_{pw} e_p \\ &= 121,8 \text{ kNm} < M_u \end{aligned} \quad \rightarrow \text{akkoord (NEN 6720 Art. 8.1.1.)}$$

In stappen:

$$\epsilon'_u = \epsilon'_{bu} = 3,5 \cdot 10^{-3} \quad (\text{NEN 6720 Art. 6.1.4})$$

$$\epsilon_{pu} = 3,5 \cdot 10^{-2} \quad (\text{NEN 6720 Art. 6.3.7})$$

$$\Delta\epsilon_p = \frac{220 - x_u}{x_u} \cdot \epsilon'_u \quad (\text{NEN 6720 Figuur 49})$$

$$\epsilon_{pw} = \sigma_{pw} / E_p = \frac{1133}{200000} = 5,67 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{pw} + \Delta\epsilon_p = 5,67 + 3,5 \frac{220 - x_u}{x_u} \cdot 10^{-3}$$

Aanname: $\epsilon_p > 0,9 f_{pu} / E_p = \frac{0,9 \cdot 1690}{200000} = 7,61 \cdot 10^{-3}$

$$\sigma_p = 0,9 f_{pu} + \frac{\epsilon_p \cdot 10^3 - 7,61}{\epsilon_{pu} \cdot 10^3 - 7,61} \cdot 0,1 f_{pu} = 1521 + \frac{770 - 5,44 x_u}{27,39 x_u} \cdot 169$$

$$\Delta\sigma_{pu} = \sigma_p - \sigma_{pw} = 388 + \frac{770 - 5,44 x_u}{27,39 x_u} \cdot 169$$

$$\Delta F_p = 553 \quad \Delta\sigma_{pu} = 214564 + \frac{770 - 5,44 x_u}{27,39 x_u} \cdot 93457$$

$$F'_b = F_{pw} + \Delta F_p = 912492 + \frac{770 - 5,44 x_u}{27,39 x_u} \cdot 93457$$

$$F'_b = 0,75 x_u \cdot b \cdot f'_b = 0,75 x_u \cdot 1160 \cdot 39 = 33930 x_u$$

Gelijkstelling van deze twee vergelijkingen voor F'_b levert:

$$x_u = 29,0 \text{ mm}$$

$$\Delta F_p = 286599 \text{ N}$$

Controle: $\epsilon_p = 28,72 \cdot 10^{-3} > 7,61 \cdot 10^{-3}$

$$\epsilon_p = 28,72 \cdot 10^{-3} < \epsilon_{pu} = 35 \cdot 10^{-3}$$

$$z_b = 260 - 127,25 = 132,75 \text{ mm}$$

$$y = 7/18 x_u = 11,28 \text{ mm}$$

$$d_p = 220 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= F'_{pd} (z_b - y) + \Delta F_p (d_p - y) \\ &= 697928 (132,75 - 11,28) \cdot 10^{-6} + 286599 (220 - 11,28) \cdot 10^{-6} \\ &= 144,6 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_d &= 1/8 (1,2 \cdot 10,39) 10,45^2 - 616 \cdot 1133 \cdot 69,36 \cdot 10^{-6} \\ &= 121,8 \text{ kNm} < M_u \rightarrow \text{akkoord (NEN 6720 Art. 8.1.1)} \end{aligned}$$

De hoogte van de betondrukzone dient te worden getoetst volgens NEN 6720 Art. 8.1.3.

Hiermee wordt gecontroleerd of de bij het uiterst opneembaar buigend moment benodigde vervormingen niet groter zijn dan de vervormingscapaciteit van het beton. Bezwijken dient te ontstaan na voldoende rek van het voorspanstaal.

$$\frac{x_u}{d} = \frac{29}{220} = 0,13 \leq k_{\max}$$

$$\alpha = \frac{\sigma_{pw}}{f_p} = \frac{1133}{1450} = 0,78$$

$$f = (1 - \alpha) f_p = 0,22 \cdot 1450 = 319 \text{ N/mm}^2$$

$$k_{x_{\max}} = \frac{500}{500 + 319} = 0,61 > 0,13 \rightarrow \text{akkoord (NEN 6720 Art. 8.1.3)}$$

- *Dwarskracht (NEN 6720 Art. 8.2)*

Aangetoond moet worden dat de rekenwaarde van de schuifspanning niet groter is dan de uiterst opneembare schuifspanning (NEN 6720 Art. 8.2.1). De uiterst opneembare schuifspanning kan worden bepaald volgens NEN 6720 Art. 8.2.3. De afschuifsterkte van een op buiging belaste doorsnede volgens NEN 6720 Art. 8.2.3.1 mag daarbij worden verhoogd met de afschuifsterkte volgens NEN 6720 Art. 8.2.3.2. Deze verhoging brengt de gunstige invloed van de voorspankracht in rekening.

In het rekenvoorbeeld is toetsing van de dwarskracht uitgevoerd voor de snede direct naast de oplegging, waar de dwarskracht maximaal is. In deze snede is de voorspankracht theoretisch gelijk aan nul (zie NEN 6720 Art. 9.7.2), zodat daar niet gerekend kan worden op een verhoogd afschuifsterkte.

$$\tau_u = \tau_1 > 0,4 f_b \quad (= \tau_{1,\min})$$

$$\tau_{1,\min} = 0,4 \cdot 2,15 = 0,86 \text{ N/mm}^2$$

$$\tau_1 = 0,4 f_b k_\lambda k_h \sqrt[3]{(\omega_o)} \geq \tau_{1,\min} \quad (\text{NEN 6720 Art. 8.2.3.1})$$

$$\lambda_v = \frac{M_{d\max}}{d V_{d\max}} = \frac{121,8 \cdot 10^6}{220 \cdot 1/2(1,2 \cdot 10,39)10450} = 8,5$$

$$k_\lambda = \frac{8}{1 + 8,5^2} \cdot \sqrt{\left(\frac{80 \cdot 1200}{310 \cdot 220}\right)} = 0,13 < 1 \rightarrow k_\lambda = 1$$

$$k_h = 1,6 - 0,26 = 1,34$$

$$\omega_o = \frac{100 A_p}{b_w d} = \frac{100 \cdot 533}{310 \cdot 220} = 0,81\%$$

$$\tau_1 = 0,4 \cdot 2,15 \cdot 1 \cdot 1,34 \cdot \sqrt[3]{(0,81)} = 1,07 \text{ N/mm}^2 > \tau_{1,\min}$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{b_w h} = \frac{1/2(1,2 \cdot 10,39)10450}{310 \cdot 220}$$

$$= 0,96 \text{ N/mm}^2 < \tau_u \rightarrow \text{akkoord (NEN 6720 Art. 8.2.1)}$$

- *Doorbuiging (NEN 6720 Art. 8.6)*

De berekening van de doorbuiging van voorgespannen betonconstructies moet worden uitgevoerd volgens NEN 6720 Art. 8.6.2. Voor de stijfheid van de constructie kan daarbij worden uitgegaan van het M-κ diagram, zoals weergegeven in NEN 6720 Figuur 73.

Voor de voorgespannen kanaalplaten is het maximale moment in de bruikbaarheidsgrenstoestand lager dan het scheurmoment bij kortdurende belastingen en het scheurmoment bij langdurende belastingen. Dit betekent dat de vervormingen zich afspelen binnen de eerste lineaire tak van het $M-\kappa$ diagram.

$$\sigma'_{bm} = \frac{F'_{pd}}{A_b} = \frac{697928}{183197} = 3,8 \text{ N/mm}^2$$

$$M_r = W_y (1,4 f_{br} + \sigma'_{bm}) \cdot 10^{-6} = \frac{1463510272}{127,25} (1,4 \cdot 5,76 + 3,8) \cdot 10^{-6} = 136,4 \text{ kNm}$$

$$M_{rt} = W_y (1,2 f_{br} + \sigma'_{bm}) \cdot 10^{-6} = \frac{1463510272}{127,25} (1,2 \cdot 5,76 + 3,8) \cdot 10^{-6} = 123,2 \text{ kNm}$$

$$M = 1/8 (1,2q)\ell^2 - F'_p e_p = 1/8 (1,2 \cdot 8,03) 10,45^2 - 697928 \cdot 69,36 \cdot 10^6 = 83,1 \text{ kNm}$$

De toetsingscriteria zijn uitgegeven in 3.3. Hierbij moet voor ℓ de theoretische overspanning 10,45 m worden aangehouden. De kruipvervorming ten gevolge van de veranderlijke belasting kan worden bepaald met 60% van de momentane waarden (NEN 6720 Art. 8.6.2).

Het moment in de bruikbaarheidstoestand is lager dan het scheurmoment bij kortdurende belastingen en het scheurmoment bij langdurende belastingen. Dit betekent dat gerekend mag worden met een lineair verband tussen belasting en vervorming (NEN 6720 Figuur 73).

$$\phi = k_c \cdot k_d \cdot k_b \cdot k_h \cdot k_t = 2,6 \cdot 1,1 \cdot 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 2,0$$

$$\phi < \phi_{max} = 2,2 \text{ (NEN 6720 Art. 6.1.5)}$$

$$u_{p,dir} = -\frac{1}{8} \frac{697928 \cdot 69,36}{38500 \cdot 1463510272} = -11,7 \text{ mm}$$

$$u_{p,kr} = 3/4 \phi \cdot u_{p,dir} = -17,6 \text{ mm}$$

$$u_{q,dir} = \frac{5}{384} \frac{(1,2 \cdot 8,03) 10450^4}{38500 \cdot 1463510272} = +26,6 \text{ mm}$$

$$u_{q,kr} = 3/4 \phi \cdot u_{q,dir} \cdot \frac{(5,53 + 0,6 \cdot 0,5 \cdot 2,5)}{8,03} = +31,1 \text{ mm}$$

$$u_{eind} = -11,7 - 17,6 + 26,6 + 31,1 = +28,4 \text{ mm}$$

$$u_{bij} = -17,6 + \frac{8,03 - 3,8}{8,03} \cdot 26,6 + 31,1 = +27,5 \text{ mm}$$

$$u_{\text{eind}} = 28,4 \text{ mm} < 0,004 \cdot 10450 = 41,8 \text{ mm} \rightarrow \text{akkoord}$$

$$u_{\text{bij}} = 27,5 \text{ mm} < 0,003 \cdot 10450 = 31,4 \text{ mm} \rightarrow \text{akkoord}$$

- *Scheurmoment (NEN 6720 Art. 8.7)*

De voorgespannen kanaalplaten bevatten geen betonstaal. Toetsing van de scheurwijdte moet dan volgens NEN 6720 Art. 8.7.1.e worden uitgevoerd door middel van een toetsing van de betontrekspanningen (NEN 6720 Art. 8.7.4.a).

$$\sigma_b \leq k_e k_4 (1,5 + \sigma'_{\text{bm}}) \sqrt{\xi} \geq k_5 f_{\text{bm}}$$

$$k_a = 1$$

$$k_e = 1,0 \quad (\text{NEN 6720 Art. 8.7.4, } a_p = 40 \text{ mm})$$

$$k_4 = 1,2 \quad (\text{NEN 6720 Tabel 43, milieuklasse 1})$$

$$k_5 = 0,9 \quad (\text{NEN 6720 Tabel 43, milieuklasse 1})$$

$$\xi = 0,75 \quad (\text{NEN 6720 Tabel 39, strengen})$$

$$\sigma_{\text{bm}} = 3,8 \text{ N/mm}^2$$

$$\sigma_b \leq 5,5 \text{ N/mm}^2 \quad (\text{NEN 6720 Art. 8.7.4})$$

$$\sigma_b = \frac{83,1 \cdot 10^6 \cdot 127,25}{1463510272} - 3,8 = 3,4 \text{ N/mm}^2 < 5,5 \text{ N/mm}^2 \rightarrow \text{akkoord}$$

3. Detaillering

- *Minimale afmetingen (NEN 6720 Art. 9.1)*

De kanaalplaat voldoet aan de minimale afmetingen, zoals voorgeschreven in NEN 6720 Art. 9.1.3.

- *Betondekking (NEN 6720 Art. 9.2)*

De minimale betondekking volgens NEN 6720 Tabel 44 mag met 5 mm worden verhoogd, omdat sprake is van vooraf vervaardigd beton, en moet vervolgens met 5 mm worden gereduceerd, omdat de platen zijn voorgespannen.

$$c_{\text{min}} = 15 + 5 - 5 = 15 \text{ mm}$$

$$c_{\text{boven}} = 30 - 1/2 \cdot 6,9 = 26,5 \text{ mm} > c_{\text{min}} \rightarrow \text{akkoord}$$

$$c_{\text{onder}} = 40 - 1/2 \cdot 12,5 = 33,7 \text{ mm} > c_{\text{min}} \rightarrow \text{akkoord}$$

- Verankeringslengte / overdrachtslengte voorspanstaal (NEN 6720 Art. 9.7)

Het verloop van de voorspanning is afhankelijk van de overdrachtslengte en de verankeringslengte, en is weergegeven in NEN 6720 Figuur 86. De overdrachtslengte kan worden bepaald volgens NEN 6720 Art. 9.7.3. De verankeringslengte kan worden bepaald volgens NEN 6720 Art. 9.7.2,

Staven bovenin Ø6,9:

$$\ell_{vo} = 0,5 \cdot 6,9 \cdot \frac{1450}{\sqrt{39}} \cdot 1,25 = 1001 \text{ mm} \quad (\text{NEN 6720 Art. 9.7.3})$$

$$\ell_o = 0,5 \cdot \frac{1262}{1450} \cdot \sqrt{\left(\frac{39}{35}\right)} \cdot 1001 = 460 \text{ mm} \quad (\text{NEN 6720 Art. 9.7.3})$$

$$\ell_{po} = \frac{1690 - 1262}{1690} \cdot 1001 + 460 = 714 \text{ mm} \quad (\text{NEN 6720 Art. 9.7.2})$$

Staven onderin Ø12,5:

$$\ell_{vo} = 0,5 \cdot 12,5 \cdot \frac{1450}{\sqrt{39}} \cdot 1,00 = 1451 \text{ mm} \quad (\text{NEN 6720 Art. 9.7.3})$$

$$\ell_o = 0,5 \cdot \frac{1262}{1450} \cdot \sqrt{\left(\frac{39}{35}\right)} \cdot 1451 = 667 \text{ mm} \quad (\text{NEN 6720 Art. 9.7.3})$$

$$\ell_{po} = \frac{1690 - 1262}{1690} \cdot 1451 + 667 = 1034 \text{ mm} \quad (\text{NEN 6720 Art. 9.7.2})$$

- Minimale wapening (NEN 6720 Art. 9.9)

De platen zijn 1,2 meter breed, zodat geen verdeelwapening hoeft te worden toegepast NEN (6720 Art. 9.7.3.2). Ten aanzien van de minimum hoeveelheid hoofdwapening moet worden getoetst of de betondoorsnede met de gegeven voorspanstrengen in staat is om de scheurbelasting op te nemen. Deze toets moet worden uitgevoerd volgens NEN 6720 Art. 9.9.2.1. De factor $\eta/\eta - 1$ verdisconteert hierbij de invloed van de voorspanning op het scheurmoment van de doorsnede.

Dus: Er is geen verdeelwapening vereist (NEN 6720 Art. 9.9.3.2).

Er is voldoende hoofdwapening indien $M_d \geq M_r$ (NEN 6720 Art. 9.9.2.1).

$$M_r = 1,4 f_{bm} \cdot W_y \cdot \frac{\eta}{\eta - 1}$$

$$\eta = \frac{A_b}{W_y} \cdot e = \frac{A_b}{W_y} \cdot \frac{M_d}{F'_d} = \frac{183197 \cdot 127,25}{1463510272} \cdot \frac{121,8 \cdot 10^6}{697928} = 2,78$$

$$M_r = 1,4 \cdot 4,3 \cdot \frac{1463510272}{127,25} \cdot \frac{2,78}{1,78} \cdot 10^{-6} = 108,1 \text{ kNm}$$

$$F_d = \frac{M_r}{e} = \frac{108,1}{M_d / F'_d} = \frac{108,1}{121,8 / 697,928} = 619,4 \text{ kN}$$

De bepaling van de uiterste momentcapaciteit verloopt nu analoog aan de toetsing van de doorsnede voor belasting op buiging en/of normaalkracht volgens NEN 6720 Art. 8.1 (zie 4.2.2).

$$\sigma_{pw} = \frac{F_d}{A_p} = \frac{619400}{616} = 1006 \text{ N/mm}^2$$

$$\epsilon'_u = \epsilon'_{bu} = 3,5 \cdot 10^{-3} \quad (\text{NEN 6720 Art. 6.1.4})$$

$$\epsilon_{pu} = 3,5 \cdot 10^{-2} \quad (\text{NEN 6720 Art. 6.1.7})$$

$$\Delta\epsilon_p = \frac{220 - x_u}{x_u} \cdot \epsilon'_u \quad (\text{NEN 6720 Figuur 49})$$

$$\epsilon_{pw} = \sigma_{pw} / E_p = \frac{1006}{200000} = 5,03 \cdot 10^{-3}$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{pw} + \Delta\epsilon_p = \left(5,03 + 3,5 \frac{220 - x_u}{x_u} \right) \cdot 10^{-3}$$

$$\text{Aanname: } \epsilon_p > 0,9 f_{pu} / E_p = \frac{0,9 \cdot 1690}{200000} = 7,61 \cdot 10^{-3}$$

$$\sigma_p > 0,9 f_{pu} + \frac{\epsilon_p \cdot 10^3 - 7,61}{\epsilon_{pu} \cdot 10^3 - 7,61} \cdot 0,1 f_{pu} = 1521 + \frac{770 - 6,08 x_u}{27,39 x_u} \cdot 169$$

$$\Delta\sigma_{pu} = \sigma_p - \sigma_{pw} = 515 + \frac{770 - 6,08 x_u}{27,39 x_u} \cdot 169$$

$$\Delta F_p = 553 \Delta\sigma_{pu} = 284795 + \frac{770 - 6,08 x_u}{27,39 x_u} \cdot 93457$$

$$F'_b = F_{pw} + \Delta F_p = 904195 + \frac{770 - 6,08 x_u}{27,39 x_u} \cdot 93457$$

$$F'_b = 0,75 x_u \cdot b \cdot f'_b = 0,75 x_u \cdot 1160 \cdot 39 = 33930 x_u$$

Gelijkstelling van deze twee vergelijkingen voor F'_g levert:

$$x_u = 28,73 \text{ mm}$$

$$\Delta F_p = 355498 \text{ N}$$

Controle: $\varepsilon_p = 28,33 \cdot 10^{-3} > 7,61 \cdot 10^{-3}$

$$\varepsilon_p = 28,33 \cdot 10^{-3} < \varepsilon_{pu} = 35 \cdot 10^{-3}$$

$$z_b = 260 - 127,25 = 132,75 \text{ mm}$$

$$y = 7/18 x_u = 11,17 \text{ mm}$$

$$d_p = 220 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= F'_{pd} (z_b - y) + \Delta F_p (d_p - y) \\ &= 619400(132,75 - 11,17) \cdot 10^{-6} + 355498(220 - 11,17) \cdot 10^{-6} \\ &= 149,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_d = M_r = 108,1 \text{ kNm} < M_u \rightarrow \text{akkoord (NEN 6720 Art. 9.9.2.1)}$$

- *Splijtwapening (NEN 6720 Art. 9.13)*

De splijtspanningen bij voorgerekt staal moeten worden getoetst volgens NEN 6720 Art. 9.13.2

Controle splijttrekspanningen

In de VBC. art. 9.1.2 is aangegeven dat de splijttrekspanningen kunnen worden bepaald met rekenregels uit de FIP publicatie: "Recommendations for the design and Manufacture of Prestressed Hollow Core Slabs". De rekenregels staan vermeld in art. 2.2.2 van de FIP richtlijn. Het betreffende artikel is op blz. 17 weergegeven.

Invullen in formule 1 en 5

$$\sigma_{sp} \leq f_{ctkj}$$

$$\begin{aligned} f_{ctkj} &= 0,87(0,05f_{ctkj} + 1) \text{ N/mm}^2 \\ &= 0,87(0,05 \cdot 35 + 1) = 2,4 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

Invullen van formule 2

$$\sigma_{sp} = \frac{P_o}{b_w e_c} \frac{2(0,02 + 4\alpha_e^{25})(\alpha_e + 1/6)}{(a + 0,5\alpha_e) \left\{ 1 + 1,5(\ell t / e_o)^{1,5} \cdot (\alpha_e + 1/6)^{1,5} \right\}}$$

$$P_o = 2 \cdot 93 \cdot 1240 = 230\,640\text{N}$$

(max. voorspankracht per da m bij $t = 0$, excl. bovendraden)

$$b_w = 65\text{ mm} \cdot (\text{dambreedte})$$

$$e_o = \frac{h}{2} - a = 130 - 40 = 90\text{ mm}$$

$$\alpha_e = (e_o - k) / h = (190 - 62) / 260 = 0,106$$

$$k = \frac{2I}{he_b} = \frac{2 \cdot 282,1\text{E}6}{260 \cdot 34751} = 62\text{ mm}$$

$$\ell_t = 7\varnothing \left(\frac{\sigma_{po}}{f_c c_1} \right)^{0,5} = 7 \cdot 12,5 (1240 / 40)^{0,5} = 487\text{ mm}$$

$$\sigma_{sp} = 1,63\text{ N/mm}^2 < 2,4 \rightarrow \text{akkoord}$$

- Opleggingen (NEN 6720 Art. 9.14)

De opleggingen van de kanaalplaat op de stalen onderflens is voorzien van een tussenlaag. De oplegglengte moet voldoen aan de voorwaarde geformuleerd in NEN 6720 Art. 9.14.3, waarbij gebruik kan worden gemaakt van NEN 6720 Tabel 52. Voor de beschouwde oplegging is:

$$a \geq a_1 + a_2 + c$$

$$a_1 = 40 + 0,004\ell = 40 + 0,004 \cdot (10800 - 450) = 81,4\text{ mm (NEN 6720 Tabel 52)}$$

$$a_2 = 0$$

$$c = 0$$

$$a = 82\text{ mm} > 81,4\text{ mm} \rightarrow \text{akkoord (NEN 6720 Art. 9.14)}$$

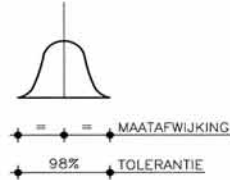
TOLERANTIES PRODUCTEN

Maatafwijkingen

Voor diverse productgroepen worden de toleranties van de elementen opgegeven. De genoemde opgegeven maat-afwijkingen betreffen het 98% -gebied. De toelaatbare maatafwijkingen zijn van toepassing op de zogenaamde kritische maten (NEN 2889) en meetmethode (NEN 3682).

Afwerking (NEN 6722)

Voor de oppervlaktebeoordeling voor de zichtzijde van de elementen kan artikel 8.6 uit NEN 6722 gebruikt worden. Per productgroep wordt aangegeven in welke oppervlakte beoordelingsklasse de zichtzijde kan worden beoordeeld.

**Oppervlakte-beoordelingsklasse I**

- A) Beton met een glad oppervlak zonder nabewerking
- B) Beton met een glad oppervlak zonder nabewerking
- C) Beton met een glad oppervlak met nabewerking

Opmerking

Het verschil tussen oppervlakte-beoordelingsklasse IA en IB komt voort uit de bijzondere waardering die de opdrachtgever hecht aan specifieke betonoppervlakken in klasse IA en de normale waardering in klasse IB. Bij de keuze van de bekisting zal hiermee rekening worden gehouden.

Oppervlakte-beoordelingsklasse II

- A) Beton met een ruw oppervlak zonder nabewerking
- B) Beton met een ruw oppervlak met nabewerking
- C) Beton met een oppervlak met vooraf vastgestelde structuur
- D) Beton zonder oppervlakte-eisen

Toelichting

Voor de oppervlakte-beoordelingsklasse IIC zijn geen eisen in onderstaande tabel opgenomen. Wel kan worden aanbevolen de eis voor plaatselijke oneffenheden en afwijkingen indien mogelijk op 2 mm te stellen en geen luchtbellens toe te staan. Voor oppervlakte-beoordelingsklasse IID zijn geen eisen gesteld. Wel dient uiteraard met maat- en dekkingstoleranties rekening te worden gehouden.

Oppervlakte-beoordelingscriteria

Uit: NEN 6722

te beschouwen aspecten	oppervlakte-beoordelingsklasse				
	I			II	
	A	B	C	A	B
aftekening structuur bekistingsmateriaal toegestaan	nee	nee	ja	nee	ja
plaatselijke oneffenheden en afwijkingen door bekistingsmateriaal (o.a. plaatbeschadigingen, bramen en bekistingsnaden) in mm	≤ 2	≤ 3	≤ 4	≤ 2	≤ 4
afwijkingen van de vlakheid van gehele oppervlakken in mm					
- onder 0,4 m lange rei	≤ 2	≤ 2	≤ 3	≤ 2	≤ 4
- onder 2 m lange rei ¹⁾	≤ 3	≤ 5	≤ 7	≤ 5	≤ 7
- bij grotere onderdelen per m ² (gemeten met de draad)	≤ 1,5	≤ 2,5	≤ 3,5	≤ 2,5	≤ 3,5
- met een maximum over het totale oppervlak van	10	15	25	15	25
maatafwijkingen bij hoeknaden (o.a. hoeken van kolommen en balken) in mm	≤ 2 ²⁾	≤ 4 ³⁾	≤ 4 ³⁾	≤ 4 ³⁾	≤ 4 ³⁾
luchtbellens toegestaan ⁴⁾	ja	ja	n.v.t.	ja	n.v.t.

TOLERANTIES PRODUCTEN

- 1) De 2 m lange rei is uitgevoerd met stelpootjes en een meetklokje.
- 2) Uitvoering zodanig dat geen nadere bewerkingen van de profilering nodig zijn.
- 3) Plaatselijke afwijkingen van de profilering bijwerken.
- 4) Gedeelten van meer dan 1000 mm²/m² zijn niet toelaatbaar. Gedeelten van meer dan 3000 mm² per 10 m² zijn niet toelaatbaar. Eventuele beschadigingen bijwerken.
 (Uit: NEN 6722)

Dekking op wapening

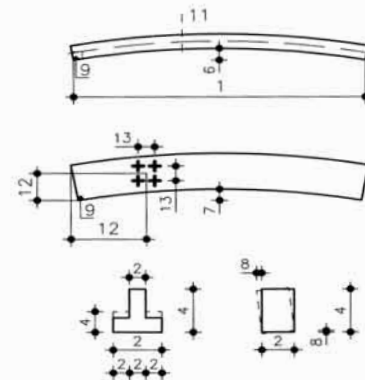
Dekking op de buitenste wapening +10/-5, tenzij anders op tekening staat aangegeven.
 De eisen ten aanzien van de scheurvorming zijn geregeld in het KIWA document "criteria 73/04".

MAXIMAAL TOELAATBARE MAATAFWIJKINGEN VAN FUNDERINGEN EN BALKEN

Maximaal toelaatbare maatafwijkingen

Onderdeel		pos.nr.	volgens Belton	
Grootte	lengte	1	10	mm
	breedte	2	7	mm
	hoogte	4	8	mm
Vorm	kromte	6	1,3	mm/m
	opbuiging	7	1	mm/m
	scheluwte	8	6	mm
	* haaksheid E	9	8	mm/m
	haaksheid D	11	7	mm/m
Voorzieningen	plaats/eenling	12	6	mm
	afmeting/groep	13	5	mm

* In twee richtingen



Afwerking (NEN 6722)

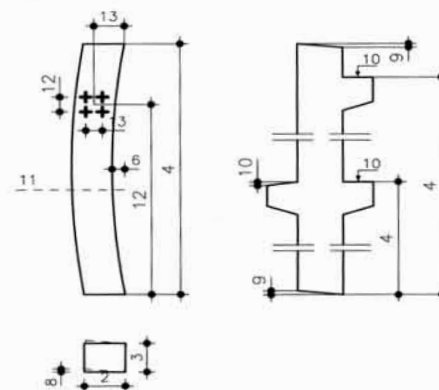
indien zichtzijde geldt:
 oppervlakte beoordelingsklasse 1B

MAXIMAAL TOELAATBARE MAATAFWIJKINGEN VAN KOLOMMEN

Maximaal toelaatbare maatafwijkingen

Onderdeel		pos.nr.	volgens Belton	
Grootte	breedte	2	7	mm
	dikte	3	7	mm
	hoogte	4	8	mm
Vorm	kromte	6	1,3	mm/m
	scheluwte	8	5	mm
	* haaksheid E	9	8	mm/m
	* haaksheid O	10	6	mm/m
	haaksheid D	11	7	mm/m
Voorzieningen	plaats/eenling	12	6	mm
	afmeting/groep	13	5	mm

* In twee richtingen



Afwerking (NEN 6722)

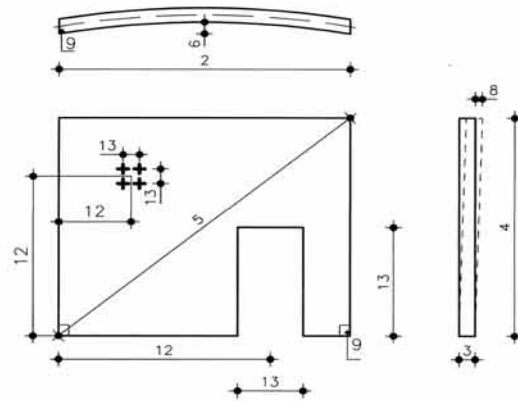
indien zichtzijde geldt:
 oppervlakte beoordelingsklasse 1B

TOLERANTIES PRODUCTEN
MAXIMAAL TOELAATBARE MAATAFWIJKIGEN VAN WANDEN, SPOUWBLADEN EN TOPPEN

Maximaal toelaatbare maatafwijkingen

Onderdeel	pos.nr.	volgens Belton	
Grootte	lengte	2	9 mm
	dikte	3	7 mm
	hoogte	4	7 mm
	diagonaal	5	11 mm
Vorm	kromte	6	1,4 mm/m
	scheluwte	8	8 mm
	* haaksheid E	9	8 mm/m
	Voorzieningen	pos.nr.	malzijde
plaats/eenling	12	9 mm	11 mm
afmeting/groep	13	5 mm	8 mm

* In twee richtingen


Afwerking (NEN 6722)

indien zichtzijde geldt:

oppervlakte beoordelingsklasse IC

MAXIMAAL TOELAATBARE MAATAFWIJKIGEN VAN SYSTEEMVLOEREN

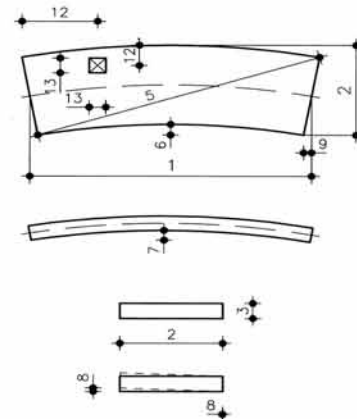
Maximaal toelaatbare maatafwijkingen voor niet voorgespannen vloerelementen (NVS) en voorgespannen vloerelementen (VS).

Maximaal toelaatbare maatafwijkingen

Onderdeel	pos.nr.	volgens Bevlon	
Grootte	lengte	1	+/- 25 mm
	breedte	2	+ 5/- 10 mm
	dikte	3	+/- 10 mm
	diagonaal	5	+/- 28 mm
Vorm	kromte NVS	6	2,0 mm/m
	kromte VS	6	1,0 mm
	* opbuiging NVS	7	1,6 mm/m
	* opbuiging VS	7	2,0 mm/m
	scheluwte	8	+/- 8 mm
	haaksheid (kopseind)	9	20 mm

(*) Buiging t.o.v. berekende doorbuiging of opbuiging

Voorzieningen	pos.nr.	stortzijde
plaats/eenling	12	+/- 50 mm
afmeting/groep	13	+/- 25 mm


afwerking (NEN 6722)

Indien zichtzijde geldt:

oppervlakte beoordelingsklasse IC

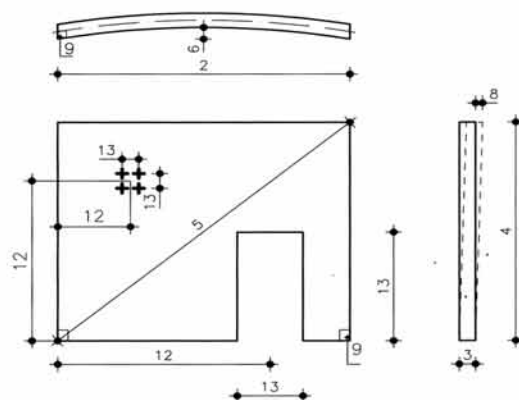
TOLERANTIES PRODUCTEN

MAXIMAAL TOELAATBARE MAATAFWIJKINGEN VAN GEVELELEMENTEN

Maximaal toelaatbare maatafwijkingen

Onderdeel		pos.nr.	volgens Belton	
Grootte	breedte	2	7 mm	
	dikte	3	5 mm	
	hoogte	4	7 mm	
	diagonaal	5	9 mm	
Vorm	kromte	6	1,4 mm/m	
	scheluwte	8	8 mm	
	* haaksheid E	9	7 mm/m	
Voorzieningen		pos.nr.	malzijde	stortzijde
plaats/eenling		12	8 mm	13 mm
afmeting/groep		13	5 mm	8 mm

* In twee richtingen



Afwerking (NEN 6722)

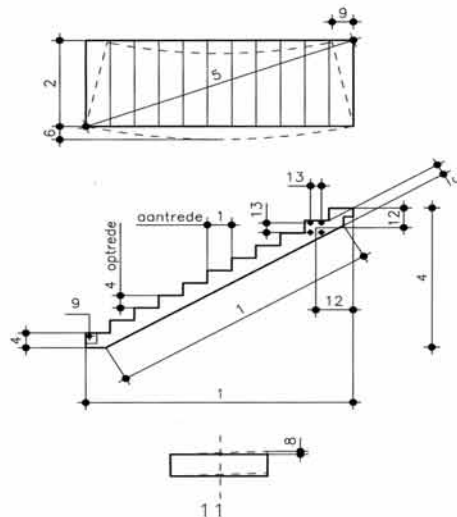
indien zichtzijde geldt:
 oppervlakte beoordelingsklasse IB of IIC
 IIC: beton met een oppervlak met vooraf vastgestelde structuur

MAXIMAAL TOELAATBARE MAATAFWIJKINGEN VAN TRAPPEN

Maximaal toelaatbare maatafwijkingen

Onderdeel		pos.nr.	volgens Belton	
Grootte	lengte	1	10 mm	
	breedte	2	9 mm	
	dikte	3	7 mm	
	hoogte	4	7 mm	
	diagonaal	5	11 mm	
Vorm	kromte	6	2 mm/m	
	scheluwte	8	7 mm	
	* haaksheid E	9	8 mm/m	
	haaksheid D	11	7 mm/m	
Voorzieningen		pos.nr.	malzijde	stortzijde
plaats/eenling		12	9 mm	11 mm
afmeting/groep		13	5 mm	8 mm

* In twee richtingen



Afwerking (NEN 6722)

indien zichtzijde geldt:
 oppervlakte beoordelingsklasse IB

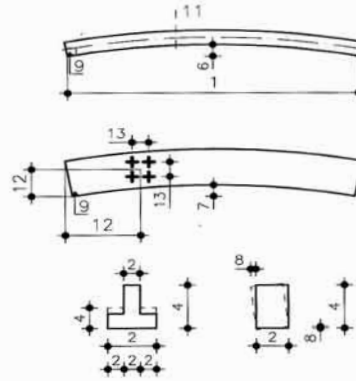
TOLERANTIES PRODUCTEN

MAXIMAAL TOELAATBARE MAATAFWIJKINGEN VAN MALPRODUCTEN ZOALS BALKONPLATEN, GALERIJPLATEN, LOGGIAPLATEN, STOEPPLATEN, PRIVACYSCHERMEN, BORDESSEN, BERGINGSDAKEN, BERGINGSVLOEREN

Maximaal toelaatbare maatafwijkingen

Onderdeel	pos.nr.	volgens Belton	
Grootte	lengte	1	15 mm
	breedte	2	9 mm
	dikte	3	7 mm
	diagonaal	5	11 mm
Vorm	kromte	6	2,0 mm/m
	opbuiging	7	1,3 mm/m
	* scheluwte	8	7 mm
	haaksheid	9	20 mm/m
Voorzieningen	pos.nr.	malzijde	stortzijde
plaats/eenling	12	9 mm	13 mm
afmeting/groep	13	7 mm	10 mm

* In twee richtingen



afwerking (NEN 6722)

Indien zichtzijde geldt:
oppervlakte beoordelingsklasse IC

REKENVOORBEELD TOLERANTIES

Rekenvoorbeeld toleranties

In deze bijlage wordt een rekenvoorbeeld uitgewerkt met betrekking tot betonnen vloerplaten die gesteld moeten worden op gemetselde poeren:

plaatlengte = 5200 (± 28) mm

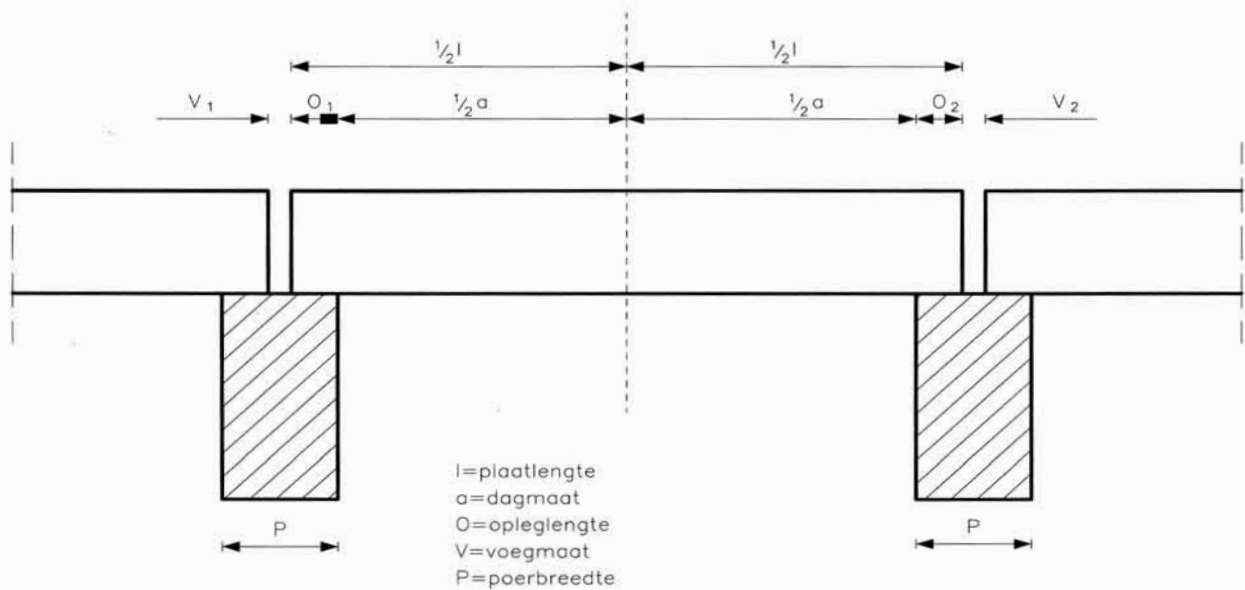
dagmaat tussen de poeren = 5000 (± 20) mm

poerbreedte = 210 (± 0) mm

opleglengte = 100 mm

voegmaat = 10 mm

(De gegeven toleranties zijn op basis van een 98%-spreidingsgebied). Zie onderstaande figuur.



opleglengte als afgeleide van l en a

$$\left. \begin{array}{l} O_1 = O_2 \text{ (geen stelafwijking)} \\ O_1 + O_2 = l - a \end{array} \right\} O_1 = O_2 = \frac{1}{2}l - \frac{1}{2}a$$

Gevraagd wordt:

- wat is de in de praktijk optredende maximale variatie in de opleglengte wanneer de vloerplaat bij het monteren exact gecentreerd wordt (er is dus geen stelafwijking)?
- wat zijn de eventuele consequenties voor de voegmaat resp. voor de poerbreedte?

Antwoord op vraag A:

In theorie bestaan er twee uiterste combinaties, nl.:

kortste plaatlengte (5172 mm) met breedste dagmaat (5020 mm)
 en langste plaatlengte (5228 mm) met smalste dagmaat (4980 mm)

waaruit volgt dat de opleglengte in theorie kan variëren van

$$(5172 - 5020) : 2 = 76 \text{ mm tot } (5228 - 4980) : 2 = 124 \text{ mm}$$

REKENVOORBEELD TOLERANTIES

Deze uiterste combinaties zullen echter zelden voorkomen. We moeten dan ook de maximale variatie in de opleglengte berekenen voor het 98% -tolerantiegebied en maken hierbij gebruik van de formule:

$$\sigma_0 = \sqrt{(1/2 \sigma_1)^2 + (\sigma_2)^2 + (1/2 \sigma_3)^2}, \text{ waarin:}$$

σ_0 = standaardafwijking voor de opleglengte

σ_1 = standaardafwijking van het uitzetten (in dit geval dagmaat tussen de poeren)

σ_2 = standaardafwijking van het stellen

σ_3 = standaardafwijking van de fabricage (plaatlengte)

De standaardafwijkingen worden herleid uit de opgegeven 98% -tolerantiegrenzen met behulp van een tabel voor de standaardnormale verdeling de rechter-overschrijdingskansen, door de formule:

$$u = \frac{(\chi - \mu)}{\sigma} \quad \text{waarin:}$$

u = excentriciteitsfactor uit voornoemde tabel voor de normale verdeling

χ = (grens)waarde van normaal verdeelde variabele

μ = gemiddelde

$(\chi - \mu)$ = 1/2 tolerantiegebied, in dit geval het halve 98%-tolerantiegebied

σ = standaardafwijking

In het geval van een 98%-gebied (éénzijdige overschrijdingskans van 1%) wordt in de tabel voor u de waarde 2,33 gevonden. Hieruit volgt voor de standaardafwijkingen van:

$$\text{dagmaat (uitzetten)} \quad \sigma_1 = \frac{20}{2,33} = 8,6 \text{ mm en}$$

$$\text{fabricage (plaatlengte)} \quad \sigma_3 = \frac{28}{2,33} = 12,0 \text{ mm}$$

Verder is in dit voorbeeld gegeven dat de tolerantie voor het stellen (σ_2) 0 mm bedraagt (tolerantieloos monteren, met andere woorden volledig centreren).

Voor de standaardafwijking van de opleglengte wordt nu dus gevonden:

$$\sigma_0 = \sqrt{(1/2 \times 8,6)^2 + (1/2 \times 12,0)^2} = 7,4 \text{ mm}$$

De opleglengte (98%-gebied) zal nu dus variëren van:

$$100 \pm 2,33 \times 7,4 = 100 \pm 17 \text{ mm,}$$

dus minimale oplegging 83 mm en maximale oplegging 117 mm.

Antwoord op vraag B:

De variatie in de voegmaat is afhankelijk van de variatie in de opleglengte. Aangezien de voegmaat wordt beïnvloed door twee opleglengten, volgt de standaardafwijking voor de voegbreedte uit:

$$\sigma_v = \sqrt{(2 \times (\sigma_0))^2} = \sqrt{2 \times (7,4)^2} = 10,4 \text{ mm}$$

Het 98%-gebied van de voegmaat wordt dus: $10 \pm 2,33 \times 10,4 = 10 \pm 24 \text{ mm}$.

Met andere woorden een voegbreedte van -14 mm tot +34 mm.

Het zal duidelijk zijn dat een negatieve voegmaat tot grote problemen leidt en dus onacceptabel is.

REKENVOORBEELD TOLERANTIES

De vraag welke vervolgens gesteld kan worden is:
hoe vaak zal het voorkomen dat de voeg kleiner dan 0 mm is?

Het antwoord hierop wordt gevonden met de eerder genoemde tabel voor overschrijdingskansen voor de normale verdeling:

$$u = \frac{(X - \mu)}{\sigma} \quad \text{ofwel} \quad \frac{0 - 10}{\sigma} = \frac{-10}{10,4} = -0,962$$

In de tabel voor overschrijdingskansen vinden we bij deze waarde dat in 16,8% van de gevallen de voeg kleiner dan 0 mm zal zijn.

Op de vraag hoe dit op te lossen zijn meerdere antwoorden mogelijk:

- verminderen van de tolerantie op de plaatlengte en gelijktijdig verminderen van de tolerantie op de dagmaat.
- vergroting van de poerbreedte (en dus verkleinen van de dagmaat tussen de poeren bij een gelijkblijvende hart-op-hart maat).
- verminderen van de nominale opleglengte.
- combinatie van bovenvermelde mogelijkheden a en/of b en/of c.

ad a. Wat zal het resultaat zijn indien de tolerantie van de plaatlengte tot + of -20 mm, en de tolerantie op de dagmaat tot + of -10 mm teruggebracht zou kunnen worden?

Indien we de eerder gevoerde berekeningen herhalen met deze nieuwe toleranties voor plaatlengte en dagmaat, dan volgt hieruit dat:

- de opleglengte varieert van minimaal 89 mm naar maximaal 111 mm
- de voegmaat varieert van minimaal -6 mm tot maximaal 26 mm
- in ca. 7% van de gevallen zal leiden tot voegen kleiner dan 0 mm

Het zal duidelijk zijn dat deze oplossing nog onvoldoende is en te vaak tot onacceptabele passingsproblemen zal leiden. Verdere verlaging van de toleranties van plaatlengte en dagmaten wordt niet erg realistisch geacht.

ad b. Vergroting van de poerbreedte van 210 naar 230 mm en verkleining van de tolerantie op de plaatlengte van + of -28 mm naar + of -20 mm levert het volgende resultaat op:

uitgangspunten:	• plaatlengte	5170 mm ± 20 mm
	• dagmaat	4970 mm ± 20 mm
	• opleglengte	nominaal 100 mm
	• voegbreedte	nominaal 30 mm
	• steltolerantie	0 mm (100% centreren)

Resultaten van berekeningen:

- de opleglengte varieert van minimaal 86 mm naar maximaal 114 mm
- de voegmaat varieert van 30 ± 20 mm dus van 10 mm tot 50 mm

In deze situatie zal er dus naast een relatief kleine spreiding in de opleglengte altijd een reële voegmaat resteren van minimaal 10 mm.

De gekozen oplossing voldoet dus in alle gevallen.

ad c. Indien de verbreding van de poermaat van 210 naar 230 mm niet gewenst wordt kan de oplossing gezocht worden door verkleining van de nominale opleglengte al dan niet in combinatie met verlaging van de oorspronkelijke toleranties op de plaatlengte en/of dagmaat.

Wel dient men zich hierbij af te vragen wat de consequenties zijn van de vermindering van de nominale opleglengte in constructieve/voorschrifttechnische zin.

Berekeningen van opleglengte en voegbreedte verlopen op hierboven geschetste statistische wijze.

Constructie & uitvoering
Utiliteitsbouw

Parkeergarage Museumplein Amsterdam
**Inventieve prefab oplossing
maakt montage eenvoudiger**

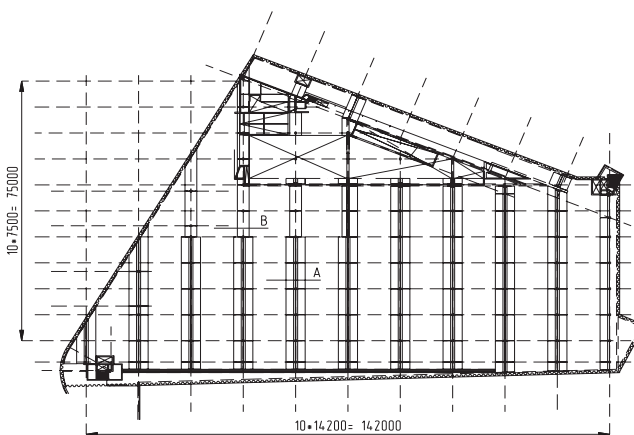
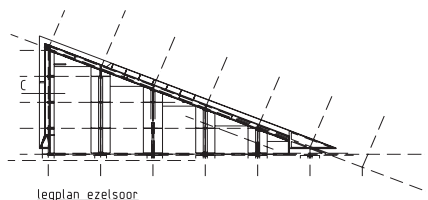
ing. G. Wittebol, Spanbeton bv, Koudekerk aan den Rijn

In Cement 1999, nr. 8 is als element van meervoudig ruimtegebruik op het Museumplein in Amsterdam de ondergrondse parkeergarage met supermarkt besproken. De aspecten van engineering, productie en montage van de prefab constructie hiervoor komen in dit artikel aan de orde.

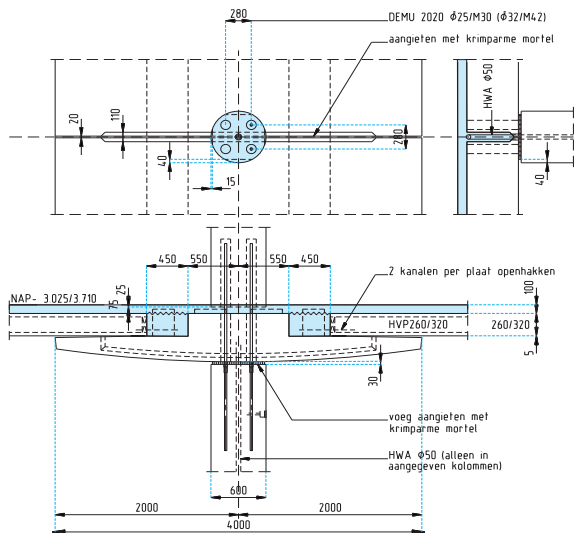
Prefab constructie

De prefab constructie van zowel de begane-grondvloer als de vloer op niveau -1 is opgebouwd uit kanaalplaatvloeren op verzwaaarde stroken, ondersteund door kolommen in een stramienmaat van 14200 x 7500 mm² (fig. 1). Op de vloeren en verzwaaarde stroken is een druklaag aangebracht, waardoor in beide richtingen een statisch onbepaald systeem ontstaat. De druklaag verhoogt de capaciteit van de

foto's: Victor Scheffer, Den Haag.



1 | Legplan begane grond en ezelsoor



2-3 | Verzwaaarde stroken niveau -1



Constructie & uitvoering
Utiliteitsbouw

vloeren en stroken en vormt een belangrijk onderdeel van de schijfwerking van de vloer voor het afdragen van de stempelkrachten vanuit de stalen damwanden.

Op niveau -1 is de constructie uitgevoerd zoals aangegeven in figuur 2 en foto's 3 en 4. De veranderlijke belasting, conform NEN 6702, bedraagt $2,0 \text{ kN/m}^2$. In tegenstelling tot het bestekontwerp is de verzwaarde strook niet uitgevoerd in twee elementen van elk 2000 mm breedte, maar in één element met een breedte van 4000 mm. Na onderzoek van productie- en transportmogelijkheden bleek dit uitvoerbaar. De buitenste delen van de verzwaarde stroken hebben uitsluitend een esthetische functie, aangezien de kanaalplaatvloeren 900 mm 'naar binnen' zijn opgelegd. In verband met het statisch onbepaalde systeem van de verzwaarde stroken is de voeg tussen de elementen gevuld met een krimparme mortel. Op de begane grond is het principe van de constructie hetzelfde als van de vloer op niveau -1, echter is de breedte van de verzwaarde strook hier $2 \times 2600 \text{ mm}$ (foto 5, fig. 6).



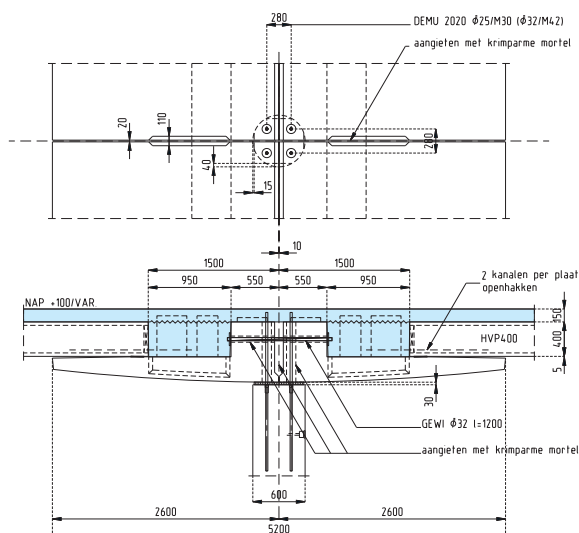
4 | Vloeren niveau -1 en begane grond

De grotere breedte was noodzakelijk door de hogere belasting op de vloer vanuit het aanwezige grondpakket van 0,50 m en een variabele belasting van 10 kN/m^2 . De twee helften van de verzwaarde strook worden met Gewi-ankers $\text{Ø} 32 \text{ mm}$ gekoppeld, waar-

na de voeg met krimparme mortel wordt gevuld.

In het dak van de supermarkt (niveau begane grond) is gekozen voor rechthoekige verzwaarde stroken zonder esthetische functie (fig. 7).

5-6 | Verzwaarde stroken begane grond (doorsnede A in figuur 1)



Constructie & uitvoering
Utiliteitsbouw

Het schuin oplopende deel van de begane-grondvloer, ook wel ezelsoor genoemd, is uitgevoerd in identieke elementen als de begane-grondvloer, maar dan onder een helling. De combinatie van uitsluitend kolommen als ondersteunende constructie, con-

sole's, eenzijdige vloervelden en gootelementen, resulteerde in complexe details. Het probleem werd nog versterkt doordat het geheel onder een helling van 12° moest worden uitgevoerd (fig. 8, foto 9).

De goten hebben overigens de functie van doorvalbeveiliging aangezien er, op uitdrukkelijke wens van de architect, langs de opgaande randen geen hek is aangebracht.

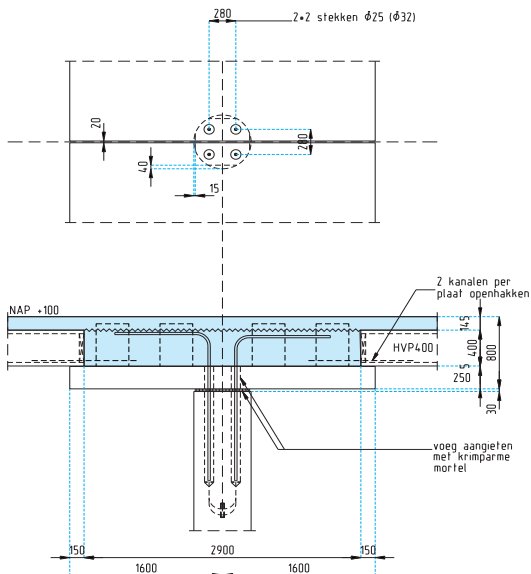
De plattegrond van de garage heeft een grillige vorm en op diverse plaatsen zijn verstoringen aanwezig door hellingbanen en trappenhuizen, waarvoor op basis van de hierboven beschreven details afgeleide oplossingen zijn doorgevoerd.

In het besteksontwerp waren de verzwaarde stroken opgelegd op consoleplaten op de kop van de prefab kolommen. Direct bij het begin van het uitwerkingstraject van de prefabconstructie kwam de constructeur met het voorstel deze consoleplaten te laten vervallen en de verzwaarde stroken direct op de kolomkoppen te leggen. Dit betekende voor de prefab elementen een aanzienlijke vereenvoudiging (zie kadertekst).

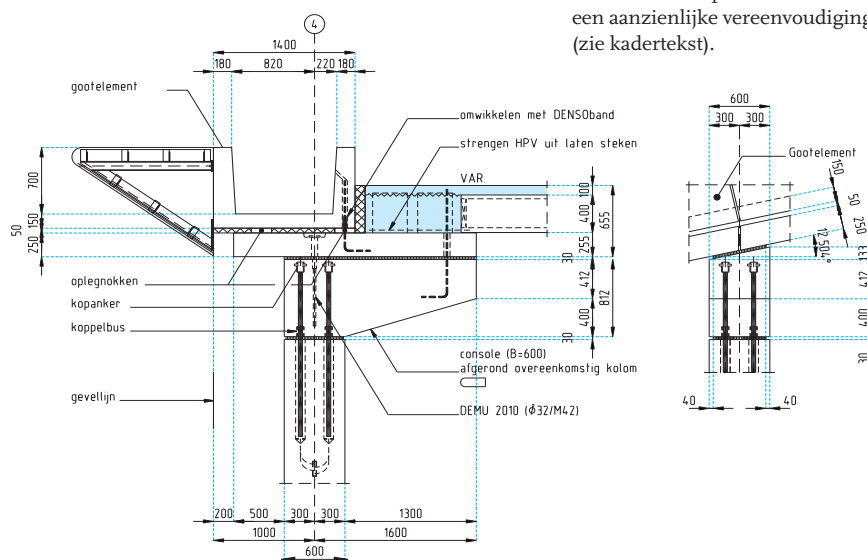
Oplegging verzwaarde stroken op kolommen

Veel prefab werken starten vanaf het bestekstadium waarbij afmetingen, vormen en details zijn vastgelegd. Afhankelijk van het type werk zijn er soms nog aanpassingen mogelijk, ingegeven door de wijze waarop de prefabricerancier tegen het ontwerp aankijkt. Bij de parkeergarage aan het Museumplein is door de hoofdconstructeur gekozen voor een tandoplegging voor de verzwaarde stroken, opgelegd op een kolomplaat van 1000 x 1000 mm². Op deze manier wordt in het montages stadium een kleinste overspanning van 6,7 m bereikt. Aangezien de belastingen tijdens dit stadium (statisch bepaalde ligger op twee steunpunten) dominant zijn, is dit een logische keuze. In het korte traject waarin de bestekstekeningen werden omgevormd tot montagetekeningen met details, is een alternatief voorgesteld voor de oplossing met kolomplaat en tandoplegging. Dit bestaat uit een directe oplegging van de balk op de kolom, waardoor de overspanning in het montages stadium 7,2 m wordt. Het bleek dat de gevolgen van de grotere overspanning gecompenseerd konden worden door de eenvoudiger uitvoering van de prefab constructie. De kolom kon zonder kolomkop worden uitgevoerd, hetgeen een besparing opleverde ten aanzien van bekisting en wapening. De balken konden zonder tandoplegging recht eindigen. Dit leverde een vereenvoudiging van de kopschotten in de bekisting op, alsmede het vervallen van de typische tandwapening bestaande uit ophang- en buigwapening. Gezien de grote oplegdruk is een terugliggende voeg toegepast. Tevens zijn ter plaatse van het uiteinde van de kolom extra beugels toegepast. Zo is bij een gelijkblijvende visuele aanblik van de balkoplegging een gelijkwaardig alternatief geboden.

ing. M.H.M.W.Ronde,
Arcadis Bouw/infra, Eindhoven



7 | Verzwaarde stroken in supermarkt op niveau begane grond (doorsnede B in figuur 1)



8 | Ondersteuning vloer en goot ezelsoor (doorsnede C in figuur 1)

Uitvoering

De montage van de prefab elementen had plaats vanuit de bouwput met een 140-tons rupskraan. Dit betekende dat zowel de kraan als de vrachtwagens die de elementen aanvoerden, de bouwput moesten inrijden via een hellingbaan met een maximale helling van 1 : 10. De benodigde ruimte voor de 55 m lange hellingbaan is gevonden aan de lange zijde van de plattegrond. De indeling en afmetingen van de plattegrond bepaalden vervolgens of er per bouwlaag of 'over de volle hoogte' kon worden gewerkt. In dit geval lag het voor de hand voor de laatste optie te kiezen. Dit betekende dat er hogere eisen werden gesteld aan de verhardingssnelheid van zowel de voegmortels tussen kolom en fundering als aan die tussen de prefab elementen onderling. Vooral in perioden met lage buitentemperaturen is dit een belangrijk criterium voor de te behalen montagesnelheid.

Het is wenselijk met minimale onderstempelingen te werken. De brede vleugelbalken waarop eenzijdig kanaalplaten worden gemonteerd, veroorzaken grote excentriciteiten die niet door de verbinding tussen balk en kolom kunnen worden opgenomen en dus om onderstempeling vragen of vermeden dienen te worden. Om dit te bereiken is de montage van de kanaalplaten uitgevoerd in een zig-zag beweging over zo groot mogelijke breedten van de plattegrond. Het maximale verschil per ligger tijdens de montage was twee kanaalplaten, waarbij kon worden volstaan met lichte stempels voor het stellen van de elementen.

Uiteraard zijn er randsituaties waar tijdens de montage altijd excentrische belastingen ontstaan. Dit verschijnsel werd nog versterkt door de gefaseerde uitvoering. In deze gevallen zijn zware onderstempelingen over twee bouwlagen toegepast. Ook de montage van het ezelsoor was



slechts mogelijk door gebruik te maken van uitgebreide en zware stempels.

De stempels zijn verwijderd voordat de druklagen werden gestort. Nadat de hellingbaan was verwijderd, is het laatste deel van de montage uitgevoerd vanuit een positie naast de stalen damwand. De montage van de prefab elementen is uitgevoerd in negentien weken. In totaal zijn 186 stuks verdiepingshoge kolommen \varnothing 600 mm, 87 vleugelbalken met een breedte van 4000 mm en 144 halve vleugelbalken met een breedte van 2600 mm gemonteerd. Voorts 21 platte balken met een breedte van 3000 mm, 5890 m² kanaalplaten met een dikte van 260 mm, 1548 m² van 320 mm en 7132 m² van 400 mm. Ten slotte 13 stuks gootelementen als randbeveiliging langs de opgaande zijden van het 'ezelsoor'. In totaal is dit circa 1900 m³ prefab beton, exclusief de kanaalplaten. ■

Projectgegevens
projectmanagement, constructieve en bouwkundige advisering:
 Arcadis Bouw/Infra, Den Haag
bouwkundige hoofdaannemer:
 Van Hattum en Blankevoort, Woerden
levering en montage prefab beton:
 Spanbeton, Koudekerk a/d Rijn
engineering prefab beton:
 Arcadis Bouw/Infra, Eindhoven

9 | Ezelsoor als ligweide

Constructie & uitvoering
Utiliteitsbouw

Wonen op een parkeergarage

ir. R.N.J. Huijben, Delphi Engineering b.v.*
ing. J. Zinnemers, Cumae b.v.**



Gebouwencomplex 'Pacman', een combinatie van een prefab-betonnen parkeergarage en getunnelde woningblokken
foto: Thea van den Heuvel, Nijmegen

Op het Borneo-eiland in Amsterdam is in 1998 onder meer het woongebouw 'Pacman' in gietbouw voltooid. Opmerkelijk is dat de onderbouw voor een deel bestaat uit een prefab betonnen parkeergarage van enkele verdiepingen. De uitvoering van beide deelprojecten (prefab en in-situ) liep naadloos in elkaar over. Belangrijke randvoorwaarden waren daarvoor een goede samenwerking en verdeling van de verantwoordelijkheden tussen de verschillende constructiebureaus.

Het gebouwencomplex 'Pacman', gelegen tussen de Noordkade en de Zuidkade, heeft een rechthoekige plattegrond van 50 x 100 m (fig. 1). Het complex omvat woongebouwen en gecombineerde parkeer-/woongebouwen, waarbij de gebouwhoogte 25 tot 30 m bedraagt. Het centrale rechthoekige middengebied met een breedte van 25 m is opgehouden (tuin). De parkeergarage (type hellingbaan) bevindt zich aan de kop van het complex. De garage heeft een rechthoekige plattegrond van 50 x 32 m en is vier bouwlagen hoog. Bovenop de parkeergarage, die gedeeltelijk half verdiept is aan-

gelegd, zijn woningen gerealiseerd, bestaande uit zes en plaatselijk acht bouwlagen.

Hoofdropzet constructie

Van de woongebouwen is de hoofddraagconstructie uitgevoerd in ter plaatse gestort beton. De betonconstructie van de parkeergarage is volledig uitgevoerd in prefab, met uitzondering van enkele wanden ter plaatse van de eerste bouwlaag.

Dat bij het in het werk gestorte ('getunnelde') woonblok is gekozen voor een prefab-betonnen parkeergarage, heeft te maken met bouwkosten, bouwsnelheid

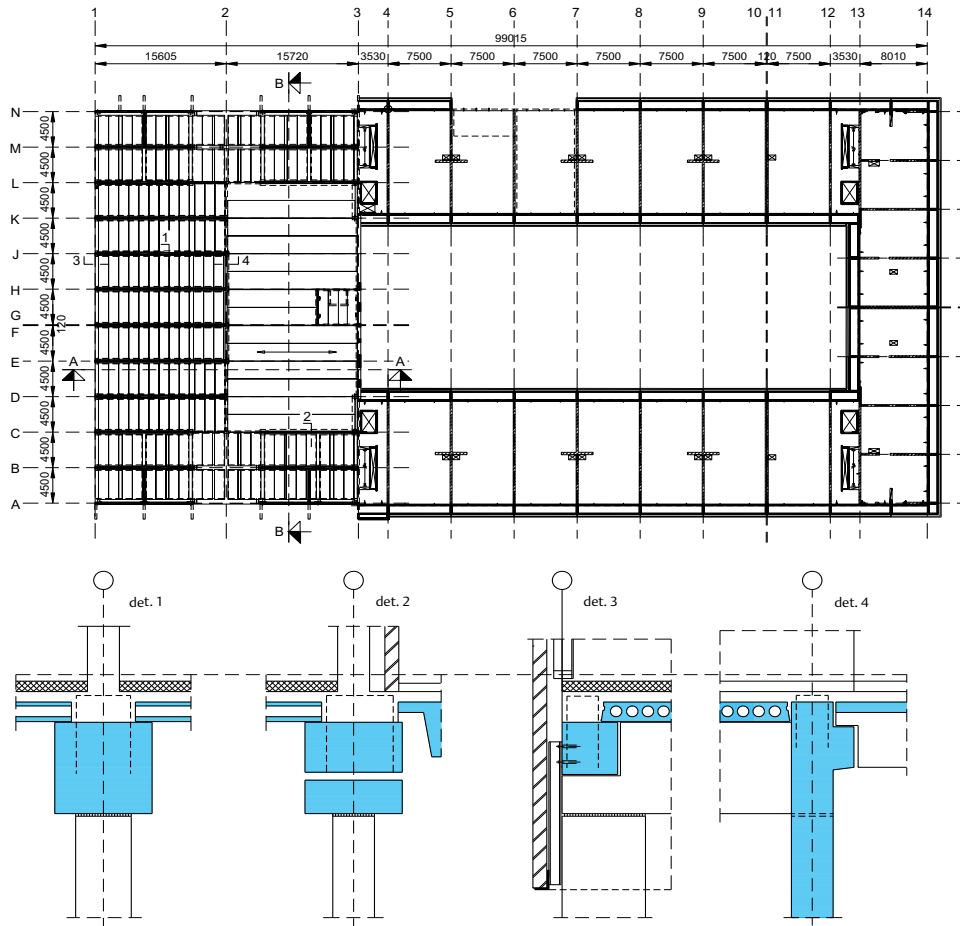
en inpasbaarheid in de routing tijdens de bouwfase. Omdat de aannemer al in een vroeg stadium betrokken was bij de ontwikkeling van het plan, is zijn voorkeur voor een prefab-betonnen parkeergarage doorslaggevend geweest.

Afstemming prefab-in situ

De hoofddraagconstructie van de woongebouwen naast de parkeergarage bestaat uit een honingraatstructuur van wanden en vloeren met een beukmaat van 7,5 m en een diepte (bouwmuurlengte) van 13 m. De woongebouwen op de parkeergarage bestaan ook uit een honingraatstructuur, maar hebben woningen met een beukmaat van 4,5 m en een diepte van 12 m. De afwijkende beukmaat is het gevolg van de structuur van de onderliggende parkeergarage, die is opgezet in een kolommenstramien van 4,5 m x 16 m (fig. 2). De dragende wan-

* Delphi Engineering is de medio 1998 verzelfstandigde afdeling engineering van Hurks Beton

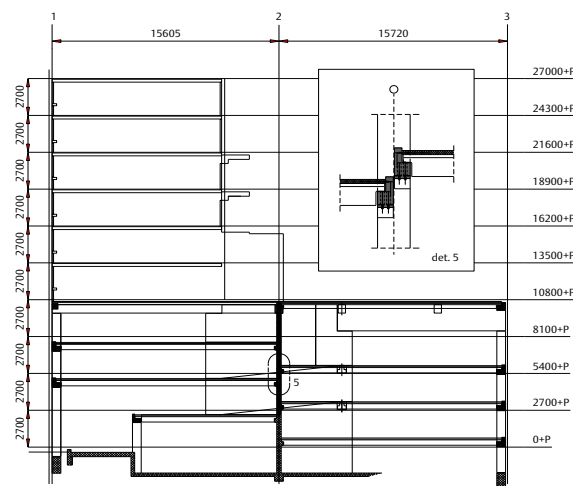
** Ten tijde van dit project werkzaam bij Bouwadviesbureau Heijckmann b.v., dat inmiddels deel uitmaakt van Cumae b.v.



1 | Doorsnede juist boven vierde-verdiepingsvloer

den van de eerste twee woningbouwlagen óp de parkeergarage zijn in verband met deze onderliggende draagstructuur aan de terraszijde van het gebouw naar buiten doorgezet en zijn 16 m lang. De vier bouwlagen daarboven hebben wél een bouwmuurlengte van 12 m.

Het principe van de prefab-betonen garage is in het ontwerp stadium door de hoofdconstructeur ontwikkeld. In een later stadium is dit verder uitgewerkt door de prefab-betonleverancier. Dankzij een goede onderlinge communicatie en het tijdig beschikbaar zijn van alle relevante gegevens, zijn er zowel tijdens de engineering als tijdens de bouw fase geen knelpunten geweest.

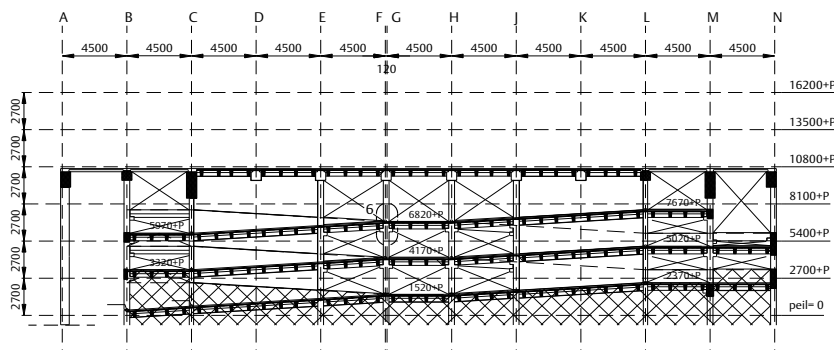


2 | Dwarsdoorsnede over parkeergarage met bovengelegen woningenblok (dsn. A-A in figuur 1)

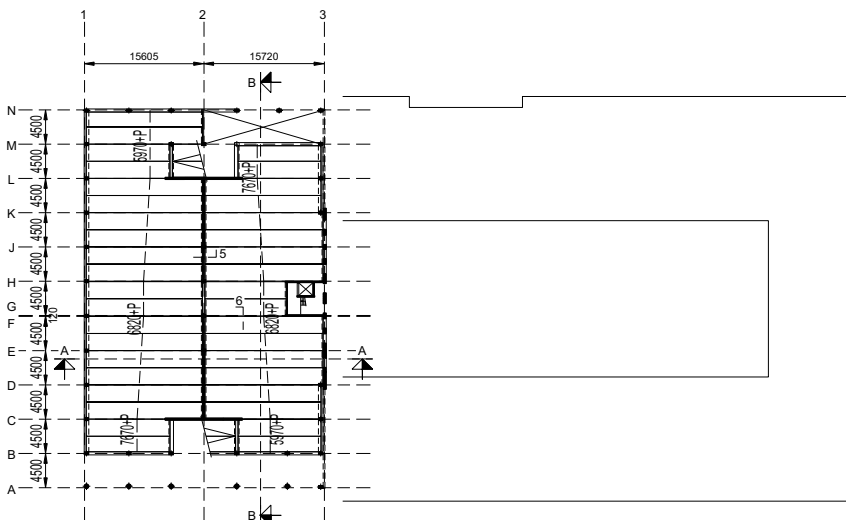
Constructie & uitvoering
Utiliteitsbouw



De parkeergarage bevindt zich aan de kop van het gebouwencomplex



3 | Langsdoorsnede over parkeergarage (dsn. B-B in figuur 1)

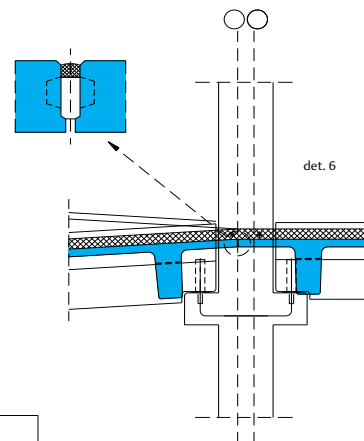


4 | Legplan derde-verdiepingsvloer parkeergarage

Prefab-betonnen draagstructuur

In grote lijnen is de garage opgebouwd uit kolommen, balken, wanden en TT-vloeren, die zijn voorzien van een druklaag. De kolommen (400 x 600 mm², lang 10 m) zijn doorgaand over de bouwlagen. De TT-vloeren overspannen 16 m en zijn met een tandoplegging opgelegd op balken, die 4,5 m overspannen (fig. 2, 3). Dankzij het toepassen van een tandoplegging is de balkhoogte nagenoeg gelijk aan de vloerhoogte. Dit levert een rustig en ruimtelijk beeld op.

Langs- en dwarswanden verzorgen de stabiliteit van het woongebouw en de parkeergarage. Er is afgezien van een vast bouwstelsel dat wordt gedictieerd door bijvoorbeeld starre malle.



Aansluiting woongebouw op parkeergarage

Op het niveau van de vierde-verdiepingsvloer gaat de parkeergarage over in het getunnelde woonblok. De vierde-verdiepingsvloer in het woonblok bestaat uit kanaalplaten met een 80 mm dikke druklaag. De vloerplaten zijn opgelegd op de prefab-betonbalken van de parkeergarage. De vloer is afgewerkt met een zwevende dekplaat. De tunnelwanden zijn star bevestigd aan de prefab-betonbalken.

De TT-vloer van de parkeergarage

In de parkeergarage zijn TT-vloer-elementen toegepast met een spiegelbreedte van 2250 mm en een hoogte van 430 mm. De breedte van de elementen is bepaald door de stramienmaat van 4,5 m (fig. 4). De keuze voor een druklaag op de vloer is tijdens het ontwerp gemaakt door de aannemer, op advies van de ontwerpend constructeur en in overleg met de prefab-betonleverancier.

De volgende punten zijn daarbij afgewogen:

- bij toepassing van een druklaag is de spiegeldikte 60 mm; zonder druklaag is dat 80 mm;
- in de TT-elementen worden geen voorzieningen voor constructieve verbindingen opgenomen, omdat alle koppelingen in de druklaag worden gerealiseerd;
- de druklaag op de verschillende vloeren is achteraf in één keer aangebracht;
- tijdens de montage is de samenhang van het gebouw verzorgd door de kolommen, die tijdelijk geschoord waren over de eerste bouwlaag, en door plaatselijk koppelwapening stekend uit balken en kolommen met laspunten te bevestigen aan de vloeren;
- bij een vakkundige uitvoering van de druklaag en voldoende druklaagwapening wordt een voegloze waterdichte parkeervloer verkregen.

Een vloer zonder druklaag is technisch ook goed te realiseren. De dichting van de langsvogen heeft qua uitvoering aandacht.

De hellend geplaatste randbalken zijn voorzien van inkassingen zodanig dat ze horizontaal aansluiten op de consoles. Dit heeft als resultaat dat rustende belasting verticaal wordt doorgegeven aan de kolommen en geen hinderlijke horizontale krachten worden veroorzaakt.



Uitvoering

De prefab-betonconstructie van de parkeergarage sluit zowel aan de onder- als bovenzijde aan op in-situ betonconstructies.

De uitvoering van beide deelprojecten (prefab en in-situ) liep naadloos in elkaar over. De volgende zaken hebben daartoe bijgedragen:

- in een vroegtijdig stadium is consequent gekozen voor één constructiemethode;
- aannemer, prefab-betonleverancier en ontwerp bureau werkten tijdens de ontwerpfase reeds samen;
- tekeningen, gewichts- en stabiliteitsberekening vervaardigd door het ontwerp bureau waren zodanig van kwaliteit dat de uitwerkfase vlot kon worden gestart;
- de samenwerking tussen de prefab-betonconstructeur en de hoofdconstructeur verliep goed.

De funderingsconstructie is uitgewerkt door de hoofdconstructeur, nadat de prefab-betonleverancier, in overleg met de aannemer, de elementindeling definitief had vastgesteld. Bij de plaatsbepaling van de funderingspalen is mede rekening gehouden met de elementindeling.

De geprefabriceerde dakbalken zijn voorgespannen met het langebanksysteem. De voorspanning is uitgevoerd met een recht verloop. De dakbalken vormen de trekbanden van de bovenliggende wandschijven. De wapening en voorspanning in de balk zijn bepaald door drie fasen, namelijk de ontspanfase in de fabriek, het montage stadium en het eindstadium als samengestelde ligger. De dakbalk was niet de meest eenvoudige constructie, ook al omdat de balk samen moet werken met de in-situ betonconstructie. De uitwerking ervan is goed verlopen mede doordat de betrokken constructeurs duidelijk communiceerden en op een goede wijze hun verantwoordelijkheid namen. ■

Het woongebouw is zes tot plaatselijk acht bouwlagen hoog

foto: Thea van den Heuvel, Nijmegen

Projectgegevens

opdrachtgever:

SFB bpf-Bouw, Amsterdam

architect:

Koen van Velsen, Hilversum

aannemer:

Van Wijnen b.v., Dordrecht

hoofdadviseur constructies:

CUMAE b.v., Arnhem

leverancier prefab beton:

Hurks Beton, Veldhoven

adviseur prefab-beton-constructie:

Delphi Engineering b.v., Veldhoven

Constructie & uitvoering
Utiliteitsbouw

Economischer bouwen met scharnierende verbinding tussen wand en vloer

Het LEVO-systeem

ing. L. Snijders en ir. E.P.A.M. van Alphen, Adviesbureau ing. L. Snijders bv, Valkenswaard



1 | LEVO-blokje; de kanaalplaten zijn van uitsparingen voorzien



2 | LEVO-blokje tussen wandelementen en kanaalplaten



3 | Wandelementen worden op het LEVO-blokje gesteld, vrij van de vloer

Steeds meer utiliteitsgebouwen worden volgens het concept van dragende wanden en prefab vloerplaten gemaakt. Redenen hiervoor zijn de bouw fysieke voordelen van dragende gevelwanden, de mogelijkheid grotere vloeroverspanningen te realiseren en de meer industrieel gerichte productie van wandelementen en kanaalplaten, waardoor dit concept economisch aantrekkelijk wordt. Belangrijk constructief detail hierbij is de 'wand-vloer-wand'-verbinding. Een nieuwe ontwikkeling hierin is het LEVO-systeem, ontwikkeld door Adviesbureau Snijders bv te Valkenswaard. Hierbij worden de dragende wanden verticaal doorgekoppeld via een zogenoemd LEVO-blokje, waardoor de kanaalplaatvloeren centrisc en scharnierend op de wand kunnen worden opgelegd. De trekbandwapening voor de schijfwerking van de vloeren wordt in de wand en in het LEVO-blokje geïntegreerd, dus zonder stortstrook of druklaag.

Doordat een hoge bouwsnelheid steeds belangrijker is geworden, is gezocht naar eenvoudige te monteren verbindingen. Door te kiezen voor scharnierende verbindingen tussen wand en vloer, kan de bouw tijd aanzienlijk worden bekort.

Het LEVO-systeem is ontstaan uit de standaardoplossing waarbij de kanaalplaatvloer scharnierend wordt opgelegd op aan de wand gestorte nokken. Nadeel van deze oplossing is het excentrisch opleggen van de vloerplaat, waardoor buiging in de wand ontstaat en wringing in de bovenregel van gevelopeningen.

Uitgangspunten bij het ontwikkelen van het LEVO-systeem wa-

ren: vlakke elementen, dunnere wanden, eenvoudige verbindingen en weinig beton in het werk storten. Primair is gestreefd naar een fabrieksonafhankelijk, economisch systeem.

Opbouw

Het systeem is opgebouwd uit dragende wanden, kanaalplaatvloeren en het specifieke element: het LEVO-blokje (foto 1). Dit blokje wordt ter plaatse van de verticale wandvoegen, ter dikte van de kanaalplaatvloeren in een uitsparing hierin, geplaatst en vult de functie van horizontale en verticale koppeling (foto 2). Het blokje is voorzien van verticale beugelwapening en horizontale haarspelden om de in de betonwanden aanwezige trekband door te kunnen koppelen.

De bovenstaande wanden worden losgehouden van de kanaalplaatvloer en rusten op het LEVO-blokje (foto 3). Hierdoor liggen de vloerplaten volledig scharnierend op de wanden, zonder toepassing van nokken. Doordat tussen vloer en wand geen inklemmingsmoment ontstaat, kunnen kanaalplaten worden toegepast. Deze liggen centrisc op de wand, waardoor geen buiging in de wand ontstaat en geen wringing in de bovenregel. Hierdoor kan

worden volstaan met een wanddikte van 150 mm, hetgeen direct tot uiting komt in lagere kosten, zowel in het skelet als in de fundering.

Stabiliteit

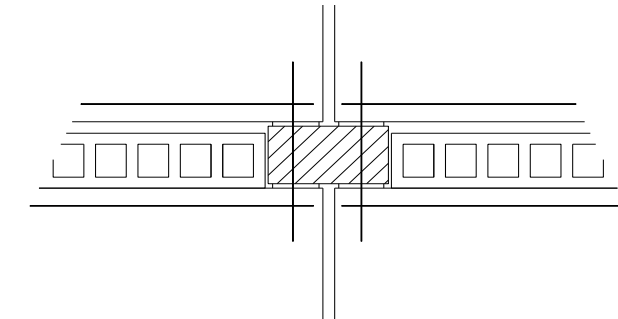
De stabiliteit van het systeem wordt traditioneel verzorgd door schijfwerking van de vloerplaten. Hiervoor is een trekband nodig. Bij het LEVO-systeem wordt de trekband niet in het werk gestort, maar loopt door de (boven- en onderliggende) wand, via het LEVO-blokje naar de volgende wand (fig. 4). Het blokje wordt met een stek-dookverbinding aan de onderstaande en bovenstaande wand gekoppeld. De gaines worden gevuld met gietmortel die binnen 24 uur de vereiste sterkte heeft, zodat de schoren dan kunnen worden verwijderd. Alle wanden vormen één geheel en de kanaalplaatvloeren worden opgesloten tussen de LEVO-blokjes. Groot voordeel van het systeem is dat de trekband niet meer in het werk hoeft te worden aangebracht.

Stramien

Het LEVO-systeem is gebaseerd op een stramien van 3,60 m. De kanaalplaatvloeren overspannen van gevel naar gevel met een kolomvrije overspanning tot 14,40 m bij een vloerdikte van 320 mm. Een andere mogelijkheid is het toepassen van een tussenbalk op kolommen met een h.o.h.-afstand van 3,60 m. Hierbij kan de vloerdikte beperkt blijven tot 200 mm. De kanaalplaten overspannen aan de ene zijde van de balk 7,20 m en aan de andere zijde 7,20 of 5,40 m.

De knoop

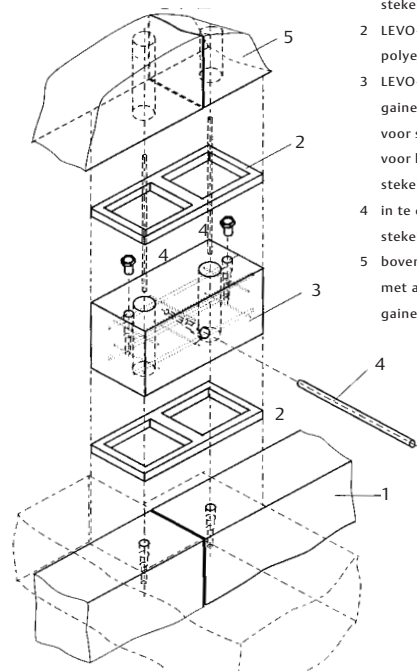
In de wand zijn stekankers ingestort (fig. 5). Om oneffenheden op te vangen en voor een goede afdichting tussen de wanden en het LEVO-blokje wordt een LEVO-krans aangebracht, gemaakt van flexibel samendrukbaar materiaal (polyethyleen). Vervolgens worden de stekeinden in de ankerbussen



4 | Trekband in wand-elementen wordt via het LEVO-blokje doorgekoppeld

gedraaid en wordt het blokje over de stekken op de krans geplaatst. De ruimte binnen de krans wordt via de gaines met gietmortel aangegoten. Dit is een essentieel onderdeel van het systeem. Uit experimenteel onderzoek is gebleken dat deze ruimte goed (zonder luchtbellens) is te vullen en dat er een goede verbinding ontstaat tussen de wanden en het blokje.

Voor de horizontale koppeling van het blokje en de vloer steekt een horizontaal stekeind in de aan te storten voeg. Om de wanden van de volgende verdieping op de juiste hoogte te kunnen stellen, is het blokje voorzien van ankerbussen waarin stelbouten worden gedraaid. Op het blokje wordt een tweede krans geplakt, waarna de wanden van de volgende verdieping met de gaines over de stekeinden worden geplaatst. Ten slotte worden de gaines aangegoten en is de verbinding tot stand gebracht.



5 | Detaillering knoop ter plaatse van LEVO-blokje

- 1 onderstaande wanden met ankerbussen voor stekeinden
- 2 LEVO-krans van polyethyleen
- 3 LEVO-blokje met gaines, ankerbussen voor stelschroeven en voor horizontaal stekeind
- 4 in te draaien stekeinden
- 5 bovenstaande wanden met aan te gieten gaines



6 | LEVO-balk

Constructie & uitvoering

Utiliteitsbouw



7 | Met LEVO-systeem gerealiseerd kantoorgebouw te Waalre



8 | LEVO-blokjes zichtbaar in gevel kantoorgebouw te Nieuwegein

LEVO-balk

Om de vloerdikte te reduceren kan gebruik worden gemaakt van een tussenbalk. De totale constructiehoogte kan dan worden beperkt tot 200 mm. Door de balk in de constructievloer aan te brengen, ontstaat de zogenoemde geïntegreerde constructie (slim floor). In het LEVO-systeem kan in principe elke balk worden toegepast, maar er is ook een balk ontwikkeld die in de vloerhoogte kan worden opgenomen: de LEVO-balk.

De LEVO-balk is opgebouwd uit twee hoekstalen, verbonden met een aangelaste bovenplaat en bij de uiteinden voorzien van dwarschotten (foto 6). De zo ontstane bak wordt gevuld met gewapend beton. Dit heeft een gunstige invloed op de brandwerendheid en geluidsisolatie en is noodzakelijk voor buiging in dwarsrichting van de balk.

De balk wordt met de bovenflens opgelegd op een prefab kolom, voorzien van een stalen kopplaat met twee centreerpennen. De balk is voorzien van sparringbuisjes waardoor koppelstaven worden gestoken om de kanaalplaten te koppelen.

Het grote voordeel is dat de balk uit standaardprofielen kan worden opgebouwd, niet afhankelijk van één bepaalde leverancier.

Ten slotte

Het LEVO-systeem heeft kenmerkende voordelen boven andere systemen:

- de wanden worden centrisch belast, waardoor slanker construeren mogelijk is bij een kolomvrije overspanning tot 14,40 m;
- snelle, eenvoudige montage, onder meer doordat geen trekband in het werk hoeft te worden aangebracht. Hierdoor kunnen de schoren sneller worden verwijderd;

- vlakke wanden zonder nokken, wat productie-technisch voordelen biedt.

Het idee resulteerde in 1997 in het eerste gerealiseerde 'LEVO-kantoor' in Waalre. Momenteel is het systeem in een tiental kantoren toegepast: zes in Waalre (Park Diepenvoorde, foto 7), waarbij de kanaalplaatvloeren van gevel tot gevel 12,6 en 14,4 m overspannen met een vloerdikte van 320 mm, twee projecten in Middelburg, waarbij een prefab betonnen tussenbalk is gebruikt en twee projecten in Nieuwegein (foto 8), waarbij gebruik is gemaakt van de LEVO-balk. In Waalre is nog een drietal kantoorgebouwen in ontwikkeling.

Het systeem is een goed alternatief voor traditionele bouwmethoden en andere prefab systemen, vooral voor kantoren met drie à vier bouwlagen. Met meer onderzoek naar de mogelijkheden van het systeem zou het ook concurrerend kunnen zijn bij hogere gebouwen. Dit onderzoek zou zich vooral moeten richten op het gedrag van het LEVO-blokje¹⁾. ■

1) Zowel het systeem als het blokje en de balk zijn gepatenteerd onder nr. 1009433 en nr. 1009434.

opinie

Prefab-betonconstructies en het ingenieursvak

ir. R.N.J. Huijben, Delphi Engineering b.v.*

Steeds vaker wordt door verschillende constructiebureaus samen aan één project gewerkt. Vooral bij projecten die bestaan uit gecombineerde constructiemethoden is dat het geval. Dat vraagt om een optimale coördinatie van de verschillende werkzaamheden en verantwoordelijkheden. De auteur schetst mede vanuit zijn rol als gespecialiseerd prefab-betonconstructeur zijn opinie en geeft enkele voorbeelden van mogelijke problemen bij een slechte afstemming. Als voorbeeld worden constructies van gebouwen besproken, die behoudens de fundering voornamelijk in prefab beton worden uitgevoerd.

Bij een combinatie van prefab en in-situ beton is het gebruikelijk dat één bureau (het 'ontwerp-bureau') het constructief ontwerp van de totale constructie verzorgt en dat dit bureau tijdens de uitwerkfase de berekeningen en tekeningen van het in-situ beton uitwerkt. Geadviseerd wordt om in de uitwerkfase de berekeningen en tekeningen van de totale prefab-betonconstructie door een gespecialiseerd constructiebureau (het 'uitwerkbureau') in opdracht van een prefab-betonleverancier te laten vervaardigen. Dat schept voorwaarden voor het leveren van een gewenste technische kwaliteit, omdat de prefab-betonleverancier voordeel heeft van een goed uitgevoerde engineering.

Uitwerkfase

De uitwerkfase van de prefab-betonconstructie wordt gestart op basis van de tekeningen en de gewichts- en stabiliteitsberekeningen die zijn vervaardigd door het ontwerp-bureau. Tijdens de uitwerkfase worden constructies, verbindingen en betonelementen berekend. Vervolgens wordt de element- en koppelwapening vastgesteld en worden de benodigde tekeningen zoals

stelschema's, stekkenplannen, trekband-/ koppelwapeningstekeningen en montagedetails vervaardigd.

Het spreekt voor zichzelf dat een gewichts- en stabiliteitsberekening goed toegankelijk, dat wil zeggen overzichtelijk, ondubbelzinnig en begrijpelijk moet zijn, omdat een andere constructeur er mee aan de slag gaat.

Verantwoordelijkheid

De constructeur die de uitwerkfase van het prefab beton verzorgt, is natuurlijk verantwoordelijk voor zijn eigen werk. Om dit te realiseren zal hij met name bij de start van het project het prefab-betonontwerp en de ontwerp-praakvlakken met andere type constructies moeten beoordelen. Vragen neemt hij met het ontwerp-bureau door. Verschil van mening over een onderdeel van het ontwerp zal worden besproken. Bij een blijvend verschil van mening is het raadzaam om schriftelijk vast te leggen welk constructiebureau verantwoordelijk is en hoe de constructieve uitwerking wordt vormgegeven.

Opmerking: in de bovenstaande tekst dient natuurlijk voor hij/zijn ook zij/haar gelezen te worden.



Bij gecombineerde constructiemethoden, zoals voor de parkeergarage P1 op Schiphol, zijn vaak verschillende constructiebureaus werkzaam. Een goede verdeling van verantwoordelijkheden vooraf voorkomt problemen

Twee voorbeelden

Voorbeeld 1

Een dak van een parkeergarage, thermisch niet geïsoleerd, is volledig vast verbonden met de wanden. Het ontwerp-bureau is van mening dat dit geen problemen geeft. De verhinderde temperatuuruitzetting van het dak is niet van toepassing, en er hoeft niet te worden gerekend op extra belastingen. Het uitwerkbureau heeft vervolgens schriftelijk vastgelegd dat ze in dit geval de verantwoordelijkheid voor het betreffende onderdeel niet wenst (over) te nemen. Wanden en dak worden vervolgens door het uitwerkbureau berekend zonder rekening te houden met extra belasting ten gevolge van verhinderde temperatuuruitzetting.

Voorbeeld 2

Tijdens de vervaardiging van een detailberekening van een kelderwand van een hoog gebouw gefundeerd op palen, kwam het uitwerkbureau tot de ontdekking dat de funderingspaal die onder de wand half in de deuropening stond,

niet was voorzien van een funderingsbalk. De drukspanning in paal, keldervloer en prefab-betonnen kelderwand is zeer hoog. Het ontwerp-bureau, dat tevens de uitwerking van de fundering had verzorgd, had in dit geval de stekwapening vloer-wand bepaald. Ook op dit onderdeel heeft het uitwerkbureau geen verantwoordelijkheid (over)genomen. Een en ander is schriftelijk vastgelegd.

Controle

Berekeningen en tekeningen vervaardigd door het uitwerkbureau worden ter controle aangeboden aan het ontwerp-bureau. Door de controle van een ervaren collega-constructeur, die het betreffende project ook nog eens goed kent, zal de kans op fouten worden verkleind.

De controle is niets meer, maar ook niets minder. De partij die de stukken heeft vervaardigd, blijft verantwoordelijk voor zijn werk. In de praktijk heeft dit bij een aantal projecten aandacht nodig. ■

* Delphi Engineering is een onderdeel van de Hurks Holding.

Constructie & uitvoering
Uitvoeringsorganisatie

Werkplan uitvoering hulpmiddel bij vastleggen van afspraken

Construeren in prefab beton is een specialisme

Construeren in prefab beton is een specialisme. Het is dan ook niet vreemd dat in constructies waar prefab beton in belangrijke mate aanwezig is, een in prefab beton gespecialiseerd ingenieursbureau een grote rol speelt in de uitwerking van het constructief ontwerp. Alle betrokkenen in het bouwproces onderkennen dit gegeven. Toch gaat het in de praktijk op dit punt nogal eens verkeerd. "Het is tijd om met oplossingen te komen", vinden de constructeurs Hans Ketel en Pieter van Boom. Ketel is directeur van CAE Nederland bv en treedt dikwijls op als hoofdconstructeur; Van Boom is directeur van ingenieursburo Bartels bv en heeft veel ervaring als gespecialiseerd prefab-betonconstructeur. Beiden zijn lid van het Constructeursplatform en waren nauw betrokken bij de totstandkoming van het inmiddels veelbesproken 'Takenpakket', zoals omschreven in de RVOI-bijlage B. Eén van de uitgangspunten in deze Bijlage is het (hernieuwd) 'verplicht' aanwijzen van een hoofdconstructeur.

De onduidelijke afbakening van taken en verantwoordelijkheden tussen hoofd- en deelconstructeur(s) was een van de belangrijkste redenen om enkele jaren geleden het Constructeursplatform op te zetten. Hans Ketel: "In projecten merkten we steeds vaker dat een opdrachtgever niet goed op de hoogte was met het takenpakket van een constructeur. De constructeurs zelf waren daaraan overigens mede schuldig door hun onduidelijke wijze van offeren. Offertes waren nagenoeg onvergelijkbaar. Als je in een offerte alles omschreef en

aanbood, liep je bovendien de kans jezelf uit de markt te prijzen. Dat heeft ertoe geleid dat steeds meer constructiebureaus slechts het ontwerp op hoofdlijnen zijn gaan aanbieden en de detailengineering zijn gaan afstoten."

Kruisjesmethode

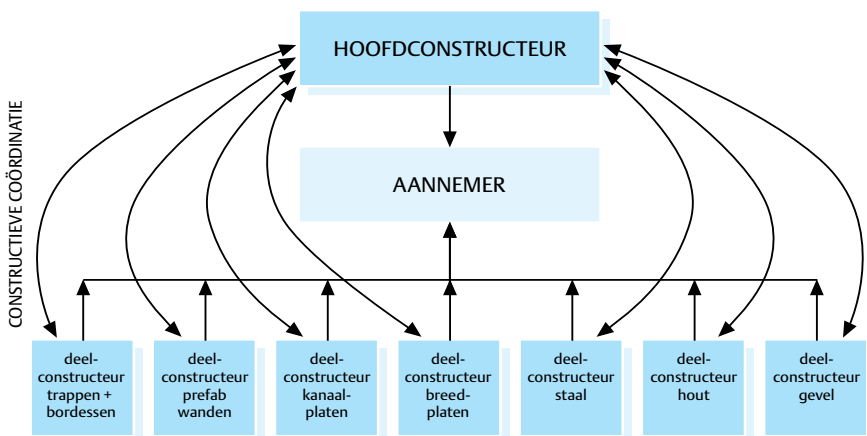
De praktijk laat inmiddels allerlei mengvormen van offertes zien. Sommige ingenieursbureaus zijn heel duidelijk in wat ze wel en niet doen, andere (veel) minder. Bij het vergelijken van offertes zit daar doorgaans de voedingsbodem voor de discussie. Pieter van Boom:

"Prefab-betonleveranciers gaan er, wellicht tegen beter weten in, nog teveel van uit dat de hoofdconstructeur de grote vraagstukken voor hen zal oplossen. Dit levert vervolgens een kat-en-muisspel op dat een tijdje voortduurt. Soms probeert de aannemer alle deelactiviteiten bij verschillende deelconstructeurs onder te brengen en de hoofdconstructeur de technische coördinatie te geven (fig. 1). Dit blijkt in de praktijk totaal niet te werken. De beste optie is daarom de uitwerking integraal bij één partij neer te leggen." Specialisatie laat zich in dit stadium uitbetalen. Van Boom: "Wij hebben nogal wat ervaring in het uitwerken van prefab-betonconstructies. Leveranciers die ons kennen betrekken ons vaak zo snel mogelijk bij de discussie. Het moge duidelijk zijn dat dit in het gehele vervolgtraject voordeel kan opleveren."

Volgens Van Boom is het belangrijk in offertes zoveel mogelijk aspecten van de uitvoeringengineering te benoemen. Ketel onderschrijft deze noodzaak door te verwijzen naar de RVOI-bijlage: "De in Bijlage B gehanteerde 'kruisjesmethode' maakt snel inzichtelijk welke taken door wie worden uitgevoerd en welke problemen daarbij te verwachten zijn." Van Boom: "Probleem is echter dat wij als deelconstructeur, als vertegenwoordiger namens een leverancier, als één van de vele leveranciers aan tafel zitten. Het is dan nog niet opportuun ons takenpakket heel stringent af te bakenen. Door zich verregaand te specialiseren is de deelconstructeur onderdeel geworden van het inkoopgedrag van de uitvoerende partijen. De prijs speelt daarbij helaas een belangrijkere rol dan de kwaliteit. Het is

Specialisatie kan voordeel opleveren

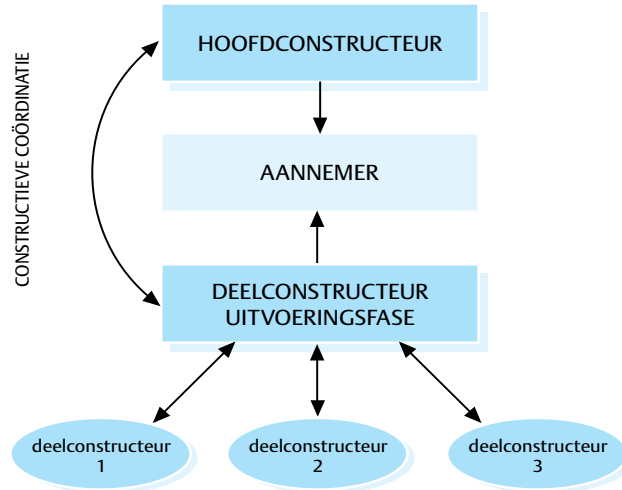
7 | Veel voorkomende situatie in de huidige bouwpraktijk, waarbij de hoofdconstructeur moet overleggen met vele deelconstructeurs



toch zeker zo dat er meer discussie is over de deelconstructeur dan over de hoofdconstructeur?" Ketel moet dat beamen: "De inkoper bij de aannemer stuurt vaak een onvolledig pakket tekeningen naar de leverancier. Deze maakt vervolgens een prijs zonder kennis te hebben van het geheel. De inkoper beoordeelt op zijn beurt alleen de prijs, maar hij kan nauwelijks anders! In zo'n project is uiteindelijk iedereen verliezer."

Uitvoeringsdeskundigheid

Van Boom: "Hoe kunnen we uit deze impasse geraken? De organisatie van het bouwproces verandert onverminderd. Ik denk dat we allereerst zeer goede afspraken moeten maken, die alle partijen accepteren. Het Constructeursplatform als beroepsvereniging met een zekere beroepscode hoog in het vaandel, moet daarvoor de onafhankelijke waarborg zijn. Daarnaast moeten we nog meer zoeken naar verdergaande specialisatievormen, waarbij ik voor de uitvoeringsfase één deelconstructeur verantwoordelijk zou willen zien (fig. 2)." Ketel: "Prima, en daartoe zou op Stabu-niveau een document moeten worden ontwikkeld. Binnen het Constructeursplatform wordt op dit moment gewerkt aan een zogenoemd 'werkplan uitvoering'. Hierin wordt zeer gedetailleerd vastgelegd wat de hoofdconstructeur zal gaan doen tijdens de uitvoeringsfase. Door dit werkplan de status te verlenen van Stabu-besteksniveau is de rolverdeling tussen hoofdconstructeur, aannemer en deelconstructeur tot in detail geregeld. Ruziemaken kost altijd geld. Als je heldere afspraken met elkaar maakt, kan vervolgens iedereen meteen aan het werk. Daarom ontwikkelen we het werkplan voor de uitvoeringsfase. Zet het op internet, zodat iedereen het kan downloaden, en hou het up to date. Op zeker moment kan iedereen ermee werken."



2 | Het aanwijzen van een gespecialiseerde Deelconstructeur Uitvoeringsfase levert veel voordeel in het gehele vervolgtraject

Van Boom: "In zekere zin komt het overeen met de nu al vaak gehanteerde demarcatielijnen in offertes. Als je er een paar keer gebruik van hebt gemaakt, gaat het daarna vanzelf. Als wij als constructeurs nu ook eens wat duidelijker één blok zouden vormen aan de vergadertafel, dan werd onze positie vanzelf een stuk gemakkelijker. Nu gaat dat nog niet, omdat iedereen bang is een extra activiteit naar zich toegeschoven te zullen krijgen. Ik vind dat een foute benaderingswijze. Als je aanvankelijk verantwoordelijkheden ontloopt, kost dat achteraf onherroepelijk geld." Ketel: "In zo'n werkplan ben je als hoofdconstructeur in staat zelf een indicatie van de kosten te geven voor het betreffende onderdeel van de werkzaamheden. Daarmee zeg je vervolgens tegen de aannemer: 'Wij willen dat wel doen, maar dan kost dat zoveel!'".

Verantwoordelijkheid

Van Boom: "Wat je nu ziet opkomen, is dat sommige deelconstructeurs elke verantwoordelijkheid van de hand gaan wijzen. Zij verschuilen zich daarbij achter begrippen als Bouwtoezicht en Hoofdconstructeur." Ketel: "Ik vind dat je te allen tijde verantwoordelijk bent voor je eigen documenten. Wij zetten dat in

ieder geval expliciet op onze offertes." Van Boom: "Alle afspraken op papier zetten is mooi, als iedereen zich vervolgens ook daaraan houdt. Werkbaar is het echter pas als bovendien de onderlinge verstandhouding goed is." "Als we nu eens een mechanisme konden inbouwen waarbij de constructeur verantwoordelijk wordt gesteld voor zijn eigen werk, dan werkt dat wellicht louterend." Ketel: "Misschien bereik je iets met een steekproefsgewijze controle; bijvoorbeeld één op de vijf documenten wordt gecontroleerd. Is alles goed, OK. Is er iets fout: dan een tweede controle-ronde, met steekproef. Uiteindelijk moet deze benadering ertoe leiden dat je ook documenten kunt terugsturen." Van Boom: "Op den duur levert dat een selectie op kwaliteit. Daarnaast komt er een betere discussie op gang wat betreft het niveau van de startgegevens voor de deelconstructeur. De praktijk van nu is nog altijd dat bestek en overige startgegevens onvolledig zijn: de bouwvolgorde, planning en inkoop van bijvoorbeeld de installaties is nog niet afgerond enz. Het standpunt van de deelconstructeur zou dan moeten zijn: 'Ik kan nog niet beginnen'. Doet hij het toch, dan gaat een en ander onherroepelijk verkeerd. We weten allemaal wat

Men is bang extra werk toegeschoven te krijgen

Constructie & uitvoering

Uitvoeringsorganisatie



3 | Zeker in grote projecten waarbij verschillende leveranciers betrokken zijn, is een optimale samenwerking tussen hoofdconstructeur en gespecialiseerd prefab-betonconstructeur vereist; bijvoorbeeld Cisco Campus Amsterdam (foto: Henk van der Veen)

er kan gebeuren als de hoofdberkening nog niet compleet is, als er afmetingen wijzigen of als de uiteindelijke sparingopgave in belangrijke mate afwijkt van eerdere aannames." Ketel: "Aanvankelijk zullen de standpunten verharder,

maar dat kan op den duur opluchterend werken. Ik heb het over discussie, niet over ruzie. Ik ben het dus volledig met deze zienswijze eens. Het ligt echt niet aan die deelconstructeur, maar aan de onduidelijkheid van de van te

voren gemaakte afspraken. De constructeurs moeten het echter wel zelf oplossen, bijvoorbeeld via het Constructeursplatform. Uiteindelijk zullen alle bouwpartners ons daarvoor dankbaar zijn."

Constructeursplatform

Het Constructeursplatform telt inmiddels bijna 75 leden. Alle grote bureaus zitten daarbij! Het platform is zeer actief. Er is een internet site (www.constructeursplatform.nl) opgericht, een bijzonder interessant imago-onderzoek verricht. Het meest tastbare resultaat van het platform is echter tot dusver de Bijlage B van de nieuwste RVOI, dat binnen de werkgroep takenpakket is ontwikkeld. Van Boom: "De volgende stap naar erkenning is om dit document ook met brancheverenigingen als BFBN en Bouwen met Staal te bespreken.

"Ketel: "De eerste gesprekken worden al gevoerd. Het wordt al met al nog wel een heel traject: branchebreed invoeren, kritiek leveren, aanvullingen, discussie!"

Henk Wapperom

Quick Scan Bouwprocesinnovatie

Het besef dat er beter moet worden samengewerkt, wordt bouwbreed gedeeld. Dit vereist echter een substantiële verbetering van het ontwerp- en bouwproces. Over bouwprocesinnovatie verschijnt binnenkort een in opdracht van de Adviesraad Technologiebeleid Bouwnijverheid (arTB) uitgevoerde Quick Scan. Deze Quick Scan is een inventarisatie van de vele in de praktijk gesignaleerde belemmeringen en vragen met betrekking tot dit thema. De publicatie is voor ongeveer 10 euro te bestellen, onder meer via www.onri.nl

