



# Verbouwing 's werelds modernste postkantoor

Transformatie van het voormalig stationspostkantoor in  
Den Haag met bijzondere constructieve elementen

*In Den Haag wordt het voormalig stationspostkantoor van de PTT verbouwd tot een modern kantoorgebouw voor PostNL. De constructie van het oorspronkelijke gebouw bevat enkele bijzondere elementen, waaronder ‘gestingerde’ kolommen en speciaal wapeningsstaal. Bij het constructief ontwerp van de transformatie ging veel aandacht uit naar deze elementen.*

**Het stationspostkantoor is een rijksmonument dat naast het spoor staat, bij station Den Haag Hollands Spoor, op de hoek van de Waldorpstraat en Rijswijkseweg (foto 2).**

Het is destijds ontworpen door de Rijksgebouwendienst en het is het laatste voltooide ontwerp van rijksbouwmeester ir. G.C. Bremer. Hij heeft daarbij samengewerkt met de constructeurs dr.ir. J. Emmen en ir. H.J.J. Engel. Het ontwerp werd in 1939 voltooid. De bouw werd gegund aan de Rijnlandse Beton Maatschappij en vond plaats tussen 1940-1949, met een onderbreking tussen 1942 en het einde van de Tweede Wereldoorlog.

In het gebouw vond de postverwerking plaats, waarbij de post via het spoor werd aangevoerd en gedistribueerd. De invoering van mechanisch transport en verwerking van poststukken met behulp van innovatieve postverwerkingsmachines maakte dit een bijzonder modern postkantoor voor die tijd. Vele enthousiaste publicaties en internationale belangstelling spreken daarin boekdelen (fig. 3).

Omdat de postverwerkingsmachines dermate groot waren, zijn de verdiepingen in het zuidwestelijke bouwdeel met 7 m dubbelhoog uitgevoerd (fig. 4). In het noordoostelijke bouwdeel met hoofdzakelijk kantoorfuncties, kon binnen deze hoogte een tussenverdieping worden gemaakt. Dit deel blijft in dit artikel grotendeels buiten beschouwing.

In de jaren 80 is het naastliggende gebouw (tegenwoordig ‘The Globe’) gebouwd en toegevoegd aan het complex, en werd het stationspostkantoor een zogenoemd expedi-



**IR. JORICK VAN OTTERLOO**

Constructeur  
**SWINN**

tielknooppunt, een nieuw hoofdstuk in de geschiedenis van de PTT. Het bestaande gebouw is toen gerenoveerd en gedeeltelijk verbouwd tot kantoor en parkeergarage, waarbij in twee van de vier dubbelhoge verdiepingen een tussenverdieping is gemaakt.

Eind jaren 90 verhuisde de PTT naar een nieuwe locatie, als gevolg van de keuze om de post voortaan voornamelijk over de weg te vervoeren. Hiermee verloor het stationspostkantoor zijn oorspronkelijke functie. De parkeerverdiepingen bleven in gebruik maar verder stond het gebouw grotendeels leeg.

### **Bestaande constructie**

Het betoncasco is gefundeerd op staal met een funderingsplaat van beton van 1,0 tot 1,3 m dik op grondverbetering. Hiervoor is circa 3000 kuub zand aangevoerd. De hoofdconstructie bestaat hoofdzakelijk uit betonkolommen en enkele stabiliteitswanden van 0,5 m tot 1,3 m dik. De betonbalken van de verdiepingsvloeren overspannen circa tweemaal 16 m op drie steunpunten (fig. 5). Voor het dak werd voor een boogconstructie gekozen, gespannen met stalen kabels (foto 6). Aan beton is in het gebouw een hoeveelheid van 15.000 m<sup>3</sup> verwerkt.

De vloeren en kolommen zijn berekend op nuttige belastingen van 5 tot 10 kN/m<sup>2</sup>, in verband met de zware postverwerkingsmachines en laad- en losruimtes voor vrachtwagens. Bij de berekening van de kolommen is ermee gerekend dat deze nuttige belastingen op alle verdiepingen gelijktijdig aanwezig zijn, conform de speciale eis van de Rijksgebouwendienst. →





↓  
**PROJECTGEGEVENS**

**project**

Transformatie  
stationspostgebouw  
Den Haag

**opdrachtgever**

Life NL i.s.m.  
SENS real estate

**architect**

KCAP Architects&Planners

**constructeur**

SWINN

**aannemer**

Bouwcombinatie

J.P. van Eesteren – BESIX

**installatieadvies**

DPMG Dutch Project

Management Group

**technische installaties**

Unica

**staalconstructies**

VIETS Staalconstructie

's Werelds modernste Postkantoor

Op Zaterdagmiddag 21 November is het nieuwe Haagse hoofdpstkantoor officieel in gebruik genomen. De directeur, de heer J. P. G. van Halthoon, heeft de beschikking over een efficiënt werkend apparaat.

staat in Den Haag

Vanaf de eerste verdieping is de constructie gedilateerd in vier delen om ongewenste krachten door temperatuurvariatie te voorkomen. De stabiliteitswanden zijn ingeklemd in de fundatieplaat en worden horizontaal gesteund door de eerste verdiepingvloer, met de betonbalken en kolommen als portalen op elke as.

Niet constructief, maar het vermelden waard is de gevel bestaande uit glazen bouwstenen in betonnen kaders, de geglazuurde metselwerk stenen en een viertal kunstwerken aan de gevel.

De constructie van het oorspronkelijke stationspostkantoor bevat verschillende

bijzondere elementen waaronder geprefabriceerde 'geslingerde' kolommen, de boogconstructie van het dak en gebruik van grote hoeveelheden speciaal wapeningsstaal.

### Geslingerde kolommen

Vanaf de eerste verdieping zijn, ter plaatse van de dubbelhoge verdiepingen in het zuidwestelijke bouwdeel, zogenoemde 'geslingerde' kolommen toegepast. Dit zijn kolommen die tijdens de productie zijn rondgedraaid (gecentrifugeerd), waarmee een hoge kwaliteit van het beton is bereikt. Ze zijn destijds geprefabriceerd in de fabriek door N.V. Betondak Arkel. *"De bekisting van de kolom in wording wordt gevuld met beton, bestaande uit snelverhardend portlandcement, zuiver scherp gewassen rivierzand en gegradeerd Rijngrint, en daarna snel rondgedraaid, zoodat als gevolg van de middelpuntvliedende kracht een zeer dicht beton ontstaat, van zeer hoge vastheid."*, aldus dhr. P. Bergsma in het boek *'Beton en gewapend beton'* [2].

Bij kolomtypes I, II en III is de diameter  $\text{\O}400$  mm en bij type IV  $\text{\O}500$  mm. De kolommen hebben een holle kern. De diameter

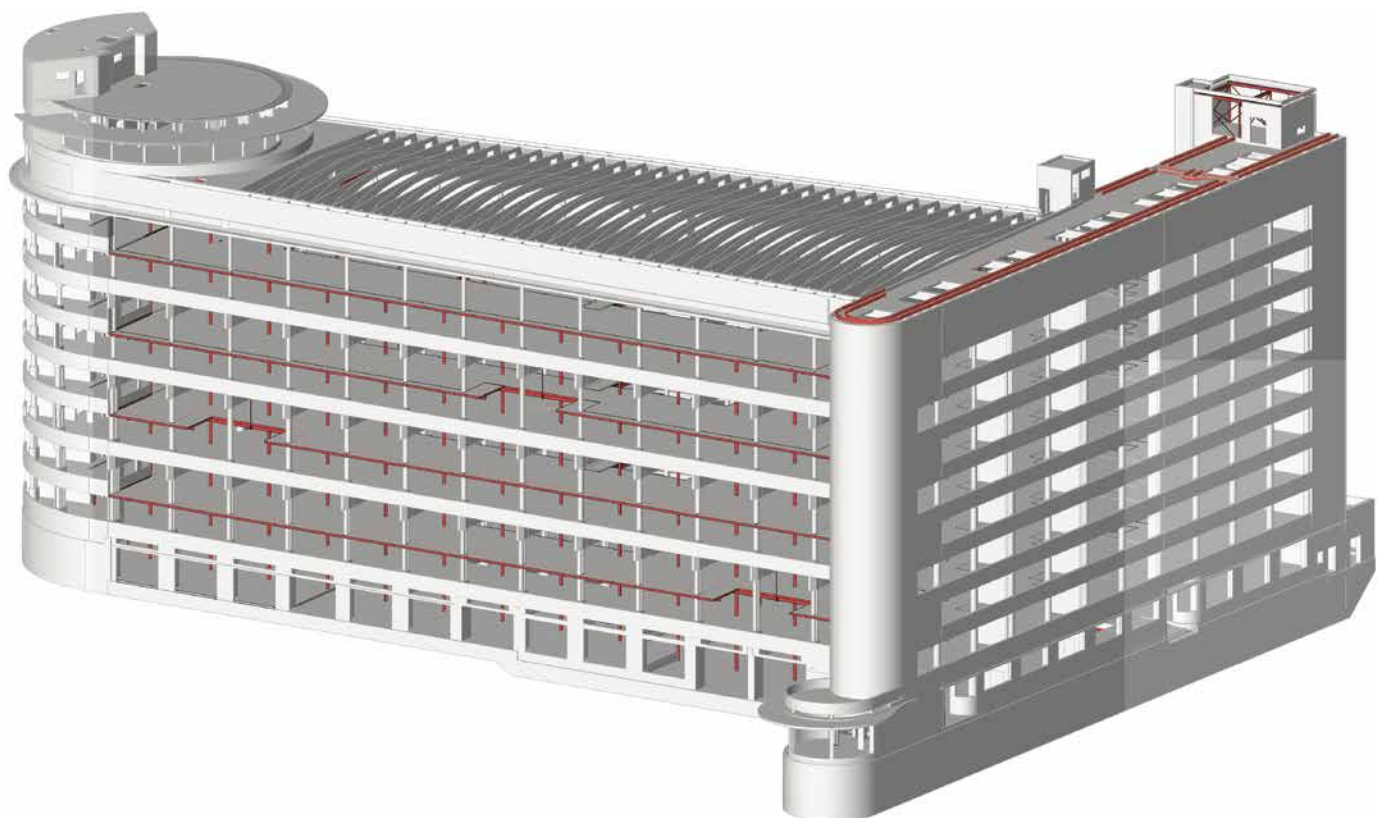
van deze kern is respectievelijk  $\text{\O}160$  mm en  $\text{\O}200$  mm (fig. 7). Afhankelijk van de belasting zijn 1, 2 of 4 stuks kolommen toegepast op één positie (foto 8).

De kolommen zijn aan de bovenzijde ingestort in de betonbalken, waarvoor de balkwapening in mooie ronde vormen om de prefab kolom is aangebracht (fig. 9) en aan de onderzijde ingestort in een betonnen basement op de vloer.

De kolommen zijn oorspronkelijk berekend volgens de theorie van de 'omwikkelde' kolom, zoals opgenomen in de GBV 1940. Hierbij is de berekende normaaldrukcapaciteit van de kolom dankzij spiraalwapening aanzienlijk hoger dan zonder deze toegekende opsluiting van het beton. De combinatie van het gecentrifugeerde beton en het omwikkelen geeft een hoge normaaldrukcapaciteit in vergelijking met de destijds gebruikelijke in het werk gestorte kolommen.

Vergelijking van de archiefberekening van normale in het werk gestorte kolommen met deze geslingerde kolommen geeft dit verschil in capaciteit goed weer: →

*In het oorspronkelijke gebouw zijn 'geslingerde' kolommen toegepast, die tijdens productie zijn gecentrifugeerd, wat heeft geleid tot een betonsterkteklasse vergelijkbaar met C50/60*



→ Voor de in het werk gestorte betonconstructies is beton gebruikt met een 'drukvastheid ten minste 250 kg/cm<sup>2</sup>', met bouwcontrole. Dit komt overeen met de hedendaagse sterkteklasse C13,5/16,5.

→ Als bijbehorende toelaatbare betondrukspanning is in de archiefberekeningen voor de in het werk gestorte kolommen conform GBV1940 gerekend met:

$$\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2.$$

→ Als toelaatbare betondrukspanning voor de prefab geslingerde kolommen is in de archiefberekening gerekend met

$$\sigma_b = 190 \text{ kg/cm}^2.$$

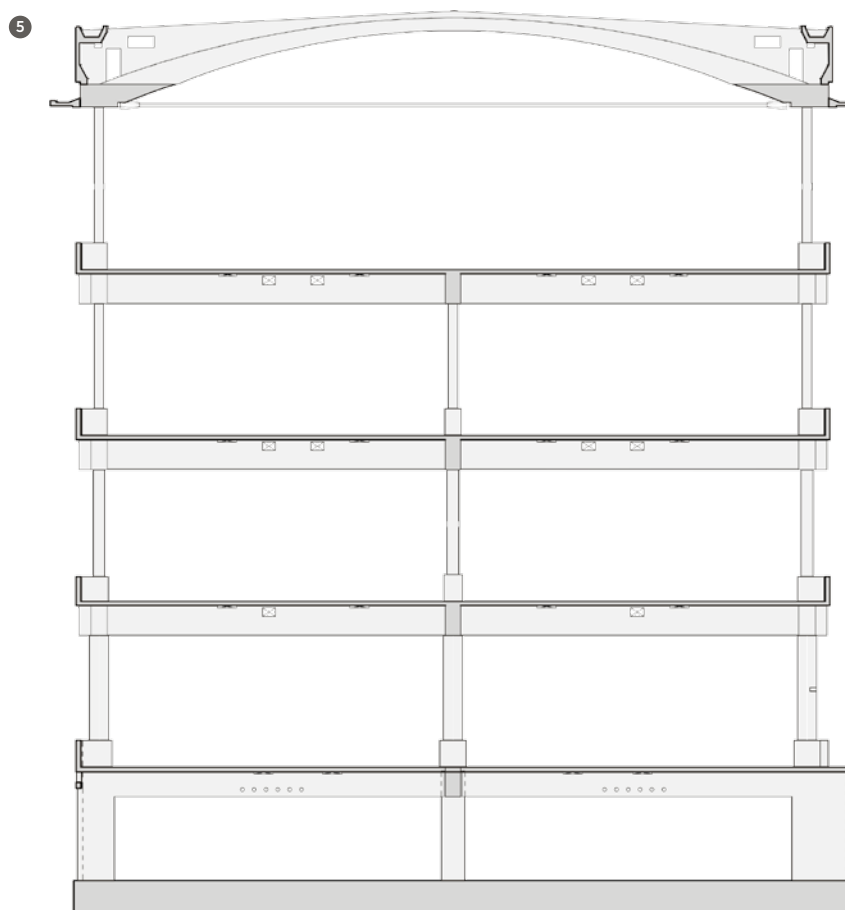
Duidelijk is dat men een hoge betondruksterkte heeft kunnen toekennen aan deze kolommen door de bijzondere manier van vervaardigen. Deze hoge sterkte is destijds gecontroleerd door middel van proefbelastingen op enkele proefkolommen en een aantal willekeurig gekozen definitieve kolommen.

De proefkolommen Ø250 ( $l = 2 \text{ m}$ ) zijn belast 'tot den breuk' met een vereiste belasting van tenminste 2500 kN. Enkele definitieve kolommen Ø400 type III (verdeeld in stukken van  $l = 2 \text{ m}$ ) zijn belast met een vereiste proefbelasting van 5000 kN 'zonder schade'. De bijbehorende betondrukspanningen zijn hoog (zie kader 'Betondrukspanningen proefbelasting').

Om voldoende zekerheid te hebben over de betonkwaliteit van de kolommen ten behoeve van herberekening en toetsing zijn door Nebest boorkernen uit tien licht belaste, geslingerde kolommen beproefd. De verwachte hoge betonkwaliteit werd hiermee bevestigd met een berekende betonsterkteklasse van maar liefst C50/60.

### Betonsterkteklasse

Zoals hierboven aangestipt, is van de geslingerde kolommen, maar ook van het betoncasco als geheel, de betonsterkteklasse bepaald door middel van het beproeven van boorkernen. Van verschillende constructie-elementen verdeeld over het gebouw zijn in totaal 29 boorkernen genomen. Gezien de lange bouwperiode en onderbreking gedurende de oorlog, werd het voor een statistisch



### BETONDRUKSPANNINGEN PROEFBELASTING

Om de proefbelastingen in perspectief te plaatsen kunnen de normaaldrukspanningen worden berekend. Voor de geslingerde kolommen is in de oorspronkelijke berekening  $n = E_s / E_c = 6$  aangehouden. Dit is afwijkend ten opzichte van de normale waarde van  $n = 15$  voor in het werk gestorte kolommen destijds. De hogere elasticiteitsmodulus van het gecentrifugeerde beton is dus ook in het oorspronkelijke ontwerp in rekening gebracht.

#### Proefkolom

Diameter Ø250 mm, holle kern Ø100 mm, 8 staven Ø14 mm, proefbelasting 2500 kN 'tot den breuk'

$$N_{\text{proef}} = (\frac{1}{4}\pi (250^2 - 100^2) - 8 \cdot \frac{1}{4}\pi \cdot 14^2) \cdot \sigma_c + 8 \cdot \frac{1}{4}\pi \cdot 14^2 \cdot \sigma_s = 2500 \text{ kN}$$

Met  $\sigma_s = 6\sigma_c$  volgt hieruit:  $\sigma_c = 52,8 \text{ N/mm}^2$  en  $\sigma_s = 317 \text{ N/mm}^2$

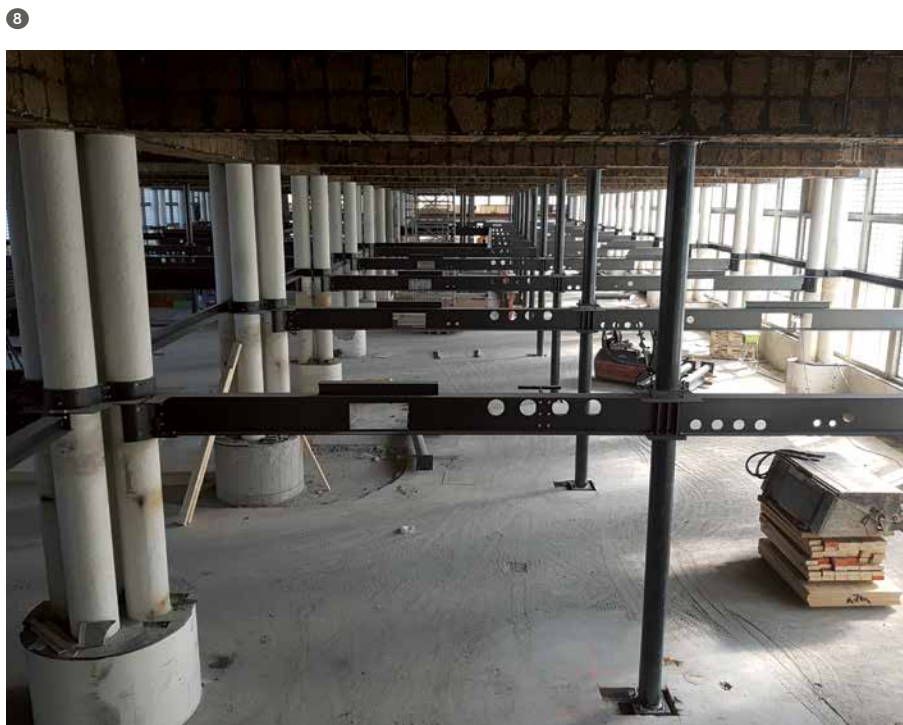
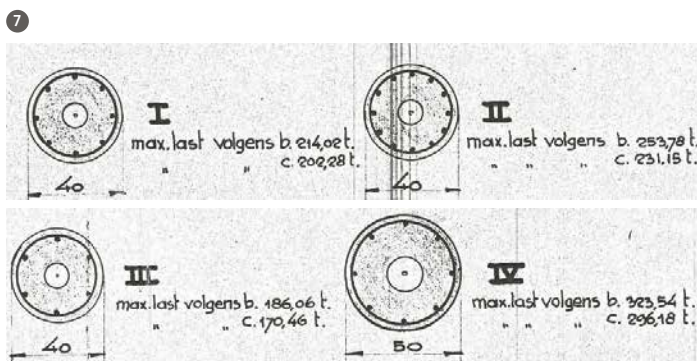
#### Kolom type III

Diameter Ø400 mm, holle kern Ø160 mm, 6 staven Ø25 mm, proefbelasting 5000 kN 'zonder schade'

$$N_{\text{proef}} = (\frac{1}{4}\pi (400^2 - 160^2) - 6 \cdot \frac{1}{4}\pi \cdot 25^2) \cdot \sigma_c + 6 \cdot \frac{1}{4}\pi \cdot 25^2 \cdot \sigma_s = 5000 \text{ kN}$$

Met  $\sigma_s = 6\sigma_c$  volgt hieruit:  $\sigma_c = 41,6 \text{ N/mm}^2$  en  $\sigma_s = 250 \text{ N/mm}^2$





betrouwbare steekproef noodzakelijk geacht per element, maar ook per verdieping een minimaal aantal kernen te beproeven.

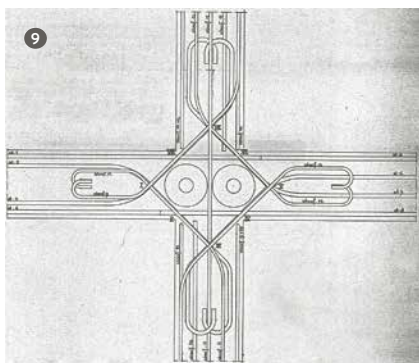
Voor de kolommen is de betonsterkteklasse van relatief grote invloed op het resultaat van de berekening. Daarom is gekozen het aantal proefresultaten van de in het werk gestorte kolommen afzonderlijk te beschouwen, met ongunstige statistische parameters en een conservatieve betonsterkteklasse C25/30 tot gevolg. Ook de fundatieplaat en vloeren zijn statistisch afzonderlijk beschouwd. Voor beide onderdelen is alsnog ruim een sterkteklasse van C30/37 gevonden (tabel 1).

## Dakgewelf

Het dak bestaat voor een grootste deel uit een in het oog springende boogconstructie van beton, ondersteund door de geslingerde kolommen. Betonnen bogen h.o.h. 1,95 m worden verticaal en horizontaal gesteund door een betonnen randbalk langs beide gevels. Verticaal worden deze randbalken elke 5,85 m ondersteund door de geslingerde kolommen en horizontaal zijn de twee randbalken verbonden met stalen kabels (foto 6).

## Wapening

Naast de bijzondere betonconstructie is ook het toegepaste wapeningsstaal het vermelden waard. Zo zijn grote hoeveelheden Krupp Isteg-staal en getordeerd kruisstaal (drillwulst-stahl) toegepast (fig. 10). Isteg-staal is staal waarbij twee staven in koude toestand worden gewrongen en gerekt, waardoor de vloeigrens en -spanning toenemen (fig. 10a). *“Isteg-staal bestaat uit twee machinaal in elkaar gedraaide rondstaal staven van QR22. Gedurende deze bewerking zijn de staafassen onwrikbaar ingeklemd, zodanig, dat verplaatsing in de lengterichting niet kan plaatsvinden. De staafassen worden tot schroeflijnen vervormd, totdat de spoed 12% maal de staafdiameter bedraagt. Het materiaal ondergaat door deze bewerking een blijvende vormverandering; het wordt tegelijk gewrongen en uitgetrokken, waar- →*



## ISTEG-STAAL

Uit productinformatie over Isteg-staal:

*"Isteg-staal voor trekwapening wordt gemaakt door twee staven rondijzer St 37 van dezelfde diameter schroefvormig om elkaar te draaien en wel zoodanig dat een verkorting van de staafas verhinderd wordt, zoodat een belangrijke rek van het materiaal moet optreden.*

*Deze bewerking die in kouden toestand plaatsheeft veroorzaakt een verhoging van de vloeigrens ter grootte van 50%, hetgeen door talrijke proeven is bewezen."*

*"Evenals de toe te laten spanning van 1200 kg/cm<sup>2</sup> voor gewoon rondijzer St 37 [...] heeft men thans voor Isteg-staal, dat een gegarandeerde 50% hogere vloeigrens, derhalve 3600 kg/cm<sup>2</sup>, heeft, de toe te laten ijzerspanning met 50% verhoogd en deze op 1800 kg/cm<sup>2</sup> vastgesteld."*

door andere materiaaleigenschappen ontstaan", zoals omschreven in het handboek 'Bouwen met gewapend beton' door ir. W. van der Schrier [3]. Het 'speciaal staal' heeft een minimum vloeigrens van 36 kg/cm<sup>2</sup> (sV 36). Het is met name toegepast in vloeren en balken, ook als opgebogen wapening, in diameters van ØØ5,5 tot ØØ20.

Getordeerd kruisstaal is ook een hoogwaardig betonstaal, met kruisvormige doorsnede, dat na torderen in lengterichting en uitgloeien een hoge treksterkte heeft (fig. 10b).

Na literatuuronderzoek konden de materiaaleigenschappen met voldoende zekerheid worden vastgesteld door verschillende bronnen met elkaar te vergelijken (tabel 2).

Veiligheidshalve is voor al het bestaande wapeningsstaal gerekend met ductiliteitsklasse A en een spanningsrekdiagram met horizontale tak. Voor kolommen en wanden onder drukbelasting kwamen deze speciale wapeningsstaalsoorten niet tot hun recht en daar is daarom hoofdzakelijk het normale gladde rondstaal (St 37) toegepast.

## Nieuw ontwerp

Het meest in het oog springende onderdeel van dit project is de toevoeging van vier nieuwe verdiepingen binnen de oorspronkelijke dubbelhoge verdiepingen. Ook worden centraal in het gebouw grote vides gemaakt, zowel in de bestaande vloeren als in de nieuwe vloeren (foto 1).

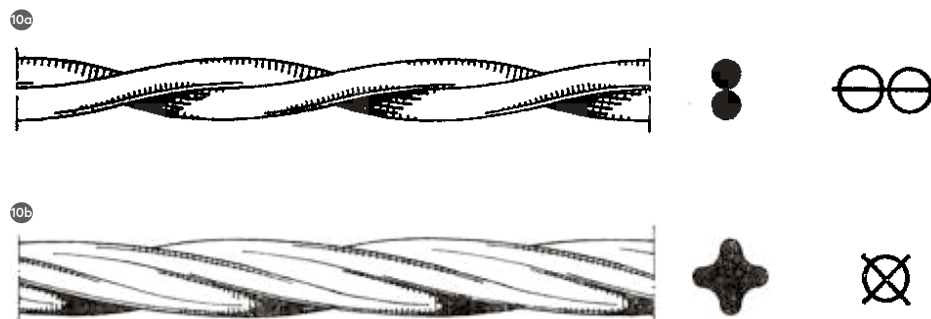
De nieuwe tussenvloeren worden opgebouwd uit een lichte constructie van staalplaat-betonvloeren op stalen liggers,

ondersteund door de bestaande geslingerde betonkolommen en door nieuwe stalen kolommen (foto 8 en 11). De oorspronkelijke draagstructuur met drie draaglijnen wordt daarmee uitgebreid met twee of vier nieuwe draaglijnen. Verder is op alle vloeren de opgelegde belasting verlaagd naar 2,5 + 0,5 kN/m<sup>2</sup> (klasse B + lichte scheidingswanden).

Een belangrijke reden voor het toevoegen van de extra draaglijnen is dat de belasting op de bestaande kolommen hiermee hooguit in beperkte mate toeneemt. Ook kan hiermee de afmeting van de nieuwe stalen liggers worden beperkt, om zo in de benodigde plafondhoogte te voorzien.

De positie van de nieuwe draaglijn met stalen kolommen was een variabele in de gewichtsberekening, zodat de uitkomst voor verschillende posities, vanuit het bouwkundig ontwerp, direct kon worden beoordeeld en vergeleken. Optimalisatie van deze nieuwe kolomposities en van de belastingaannames heeft uiteindelijk geleid tot het resultaat dat alle bestaande kolommen voldoen in de nieuwe situatie en dat de fundatieplaat slechts over een beperkt oppervlak hoeft te worden versterkt. En belangrijk: de draagkracht van de ondergrond bleek ook voldoende. Er zijn sonderingen rondom het gebouw gemaakt en de opneembare funderingsdruk en beddingsconstante zijn berekend door de geotechnisch adviseur.

Optimalisatie van constructie en belastingaannames was ook een belangrijke reden om de bestaande niet-oorspronkelijke tussenverdiepingen te slopen; dit naast de eisen vanuit het bouwkundig ontwerp van de architect.



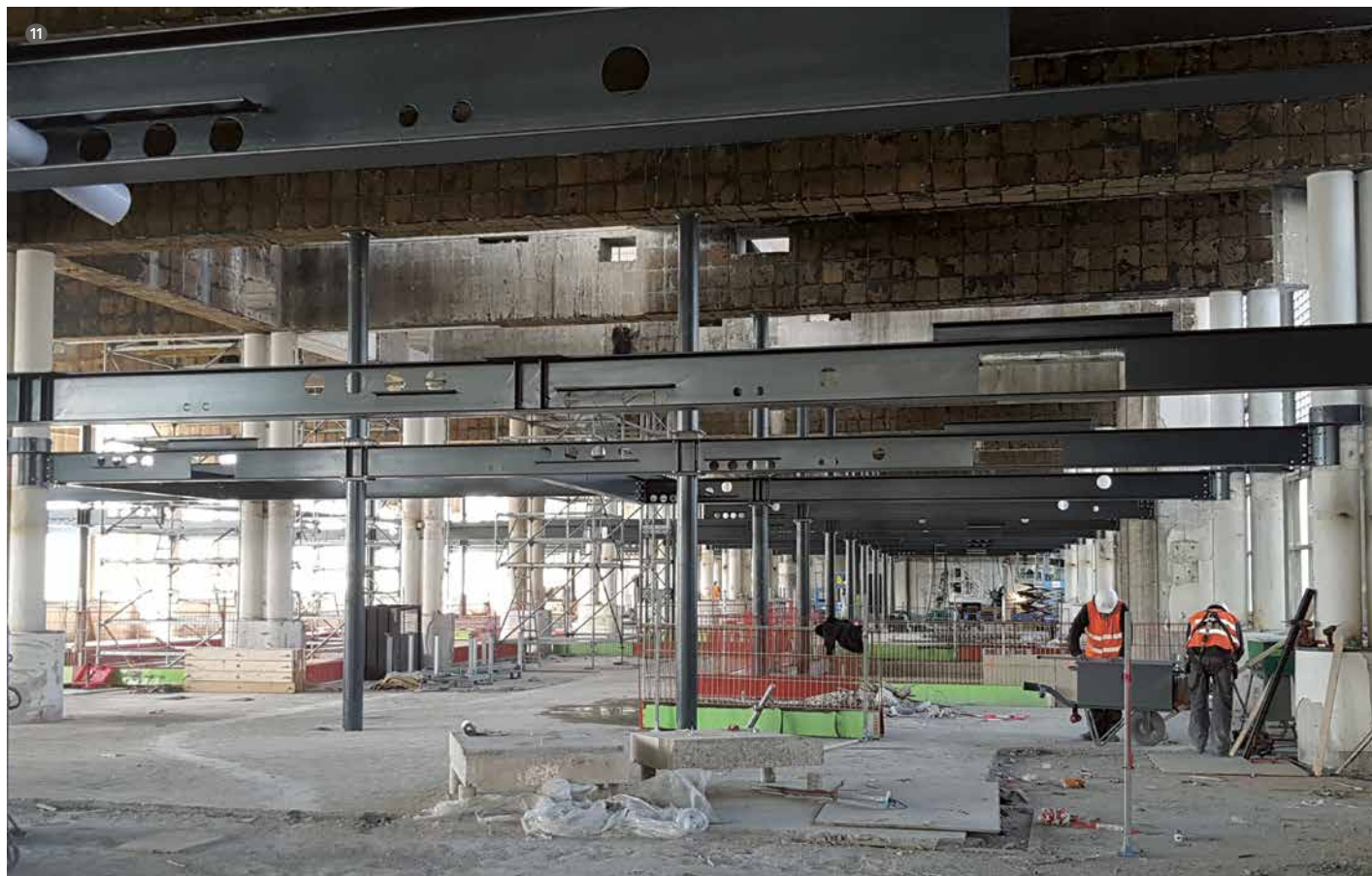


**Tabel 1** Betonsterkteklassen verschillende constructiedelen

betoncasco	C30/37
fundatieplaat	C30/37
kolommen in het werk gestort	C25/30
kolommen geslingerd	C50/60

**Tabel 2** Materiaaleigenschappen

rondstaal	St 37	$f_{yk} = 220 \text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 191 \text{ N/mm}^2$	ductiliteitsklasse B
Krupp I-steg-staal	sV 36	$f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 270 \text{ N/mm}^2$	ductiliteitsklasse A
getordeerd kruisstaal	sV 36	$f_{yk} = 360 \text{ N/mm}^2$	$f_{yk} = 270 \text{ N/mm}^2$	ductiliteitsklasse B



## Gewichtsberekening en toets bestaande constructie

Om de montage van de nieuwe stalen kolommen niet onnodig ingewikkeld te maken, worden de kolommen geplaatst met slechts een beperkte voorspanning. Op spanning brengen met vijzels is duur en ingewikkeld en bleek ook niet nodig. Uitgangspunt is: al het eigen gewicht van de bestaande constructie moet worden afgedragen door de bestaande constructie. Al het eigen gewicht van de nieuwe constructies en alle veranderlijke belasting moet door zowel de bestaande als door de nieuwe constructie worden afgedragen. Uit een beschouwing van vervormin-

gen van betonbalk en stalen kolom bleek vervolgens dat een kleine voorspanning in de kolom, aangebracht door de moeren onder de voetplaat aan te draaien, tot een relatief klein moment (en binnen een bepaalde marge) voldoende is om de beoogde krachtwerking te bereiken.

Zodoende zijn in de gewichtsberekening twee schema's berekend en vervolgens gecombineerd (fig. 12). Voor het eigen gewicht van de bestaande constructie en bestaande bouwkundige elementen is schema 1 gerekend (met drie oorspronkelijke steunpunten) en voor het eigen gewicht van de nieuwe constructies en alle veranderlijke belasting

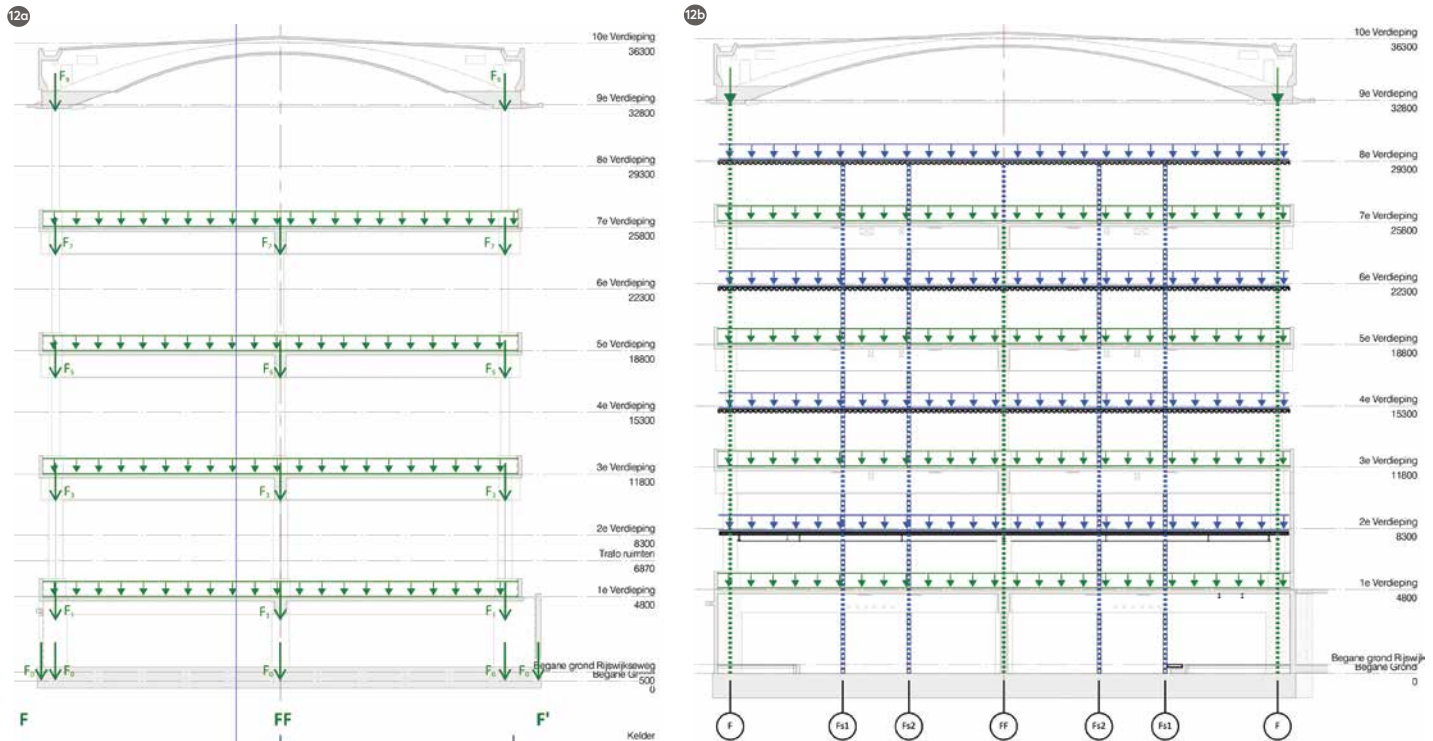
is gerekend met schema 2 (met extra tussensteunpunten). Ook voor de wapeningsberekening en toets van de bestaande betonbalken is dit onderscheid gemaakt.

Om te onderzoeken of de krachten in bestaande kolommen toenemen of afnemen zijn in de gewichtsberekening vervolgens drie verschillende situaties berekend en vergeleken:

- ⇒ oorspronkelijk: kolombelastingen uit de oorspronkelijke archiefberekeningen zonder belastingfactoren;
- ⇒ oorspronkelijk herberekend: kolombelastingen van de oorspronkelijke situatie →

11 De nieuwe tussenvloeren worden opgebouwd uit een lichte constructie van staalplaat-betovloeren op stalen liggers, ondersteund door de bestaande geslingerde betonkolommen en door nieuwe stalen kolommen





*Binnen de oorspronkelijke dubbelhoge verdiepingen zijn vier nieuwe verdiepingen gemaakt waarvoor extra stalen kolommen zijn toegevoegd*

herberekend met belastingfactoren (UGT-niveau verbouw);  
 → nieuw: kolombelastingen in de nieuwe situatie met belastingfactoren (UGT-niveau verbouw).

Tabel 3 geeft weer hoe de nieuwe en oorspronkelijke kolombelastingen zich tot elkaar verhouden. Ook zijn de kolombelastingen in de nieuwe situatie veiligheidshalve in eerste instantie getoetst op basis van de oorspronkelijk berekende capaciteiten.

De resultaten van de herberekening van de oorspronkelijke situatie geven de beste vergelijking met de resultaten van de nieuwe situatie, omdat de rekenwijze, overspanningen en belastingaannames identiek zijn. Zodoende geeft de eerste tabel inzicht in de toename van de belasting ten opzichte van oorspronkelijk berekend en de tweede tabel geeft inzicht in de rekenkundige belastingtoename (appels met appels vergelijken). De belangrijkste conclusies zijn:

- De kolombelastingen nemen toe ten opzichte van oorspronkelijk berekend.
- Rekenkundig is de toename van kolom-

belastingen beperkt of deels zelfs negatief (afname). Wat betreft de constructieve veiligheid van het ontwerp is dit een prettige conclusie.

→ De kolommen worden wel getoetst in verband met toegenomen krachten ten opzichte van oorspronkelijk berekend.

→ De krachtswerking op de fundatieplaat wordt gewijzigd in verband met de extra draaglijnen en toegenomen kolomkrachten en moet daarom worden getoetst.

Elk van de verschillende typen bestaande kolommen en de maatgevende assen van de funderingsplaat zijn getoetst op de krachtswerking in de nieuwe situatie volgens de huidige Eurocode. Alle kolommen bleken te voldoen. De fundatieplaat moest wel over een gedeelte worden versterkt met een gewapende betonopstort, waarmee bovenwapening kon worden toegevoegd en de inwendige hefboomsarm (en daarmee de momentcapaciteit) van de onderwapening is verhoogd.

### **Aansluiting stalen liggers op de geslingerde kolommen**

Voor de aansluiting van de nieuwe stalen liggers op de bestaande ronde betonkolommen

**Tabel 3** Resultaten gewichtsberekening voor enkele gebouwassen

**Tabel 3.1** Verhouding UGT nieuw / 'G+Q' oorspronkelijke berekening

niv. BT	niv. NW	F	FF	K	KK	Q	QQ
5	9	1,01		0,98		1,39	1,27
	8	1,14		1,11		1,51	1,37
4	7	1,08	1,30	1,07	1,00	1,33	1,29
	6	1,14	1,45	1,14	1,00	1,41	1,35
3	5	1,08	1,26	1,08	1,01	1,30	1,30
	4	1,13	1,34	1,13	1,01	1,36	1,35
2	3	1,09	1,27	1,09	1,01	1,28	1,31
	2	1,12	1,32	1,13	1,01	1,33	1,35
1	1	1,05	1,19	1,05	0,91	1,25	1,28
0	0	1,04	1,20	1,02	0,93	1,19	1,29

**Tabel 3.2** Verhouding UGT nieuw / UGT herberekening

niv. BT	niv. NW	F	FF	K	KK	Q	QQ
5	9	1,00		1,00		0,86	0,82
	8	1,13		1,14		0,93	0,88
4	7	1,00	0,84	1,01	0,65	0,89	0,83
	6	1,06	0,94	1,07	0,65	0,94	0,87
3	5	0,97	0,81	0,98	0,65	0,90	0,84
	4	1,01	0,86	1,03	0,65	0,94	0,87
2	3	0,95	0,81	0,97	0,64	0,91	0,84
	2	0,99	0,85	1,01	0,64	0,95	0,87
1	1	0,91	0,77	0,92	0,59	0,89	0,82
0	0	0,91	0,77	0,92	0,60	0,90	0,82

**Tabel 3.3** UC UGT nieuw / capaciteit oorspronkelijke berekening

niv. BT	niv. NW	F	FF	K	KK	Q	QQ
5	9	0,71	-	0,66	-	0,83	0,67
	8	0,80	-	0,75	-	0,91	0,72
4	7	0,99	0,82	0,93	0,57	1,19	0,58
	6	1,05	0,92	0,99	0,57	1,26	0,61
3	5	0,90	0,93	0,84	0,67	0,89	0,77
	4	0,94	0,99	0,88	0,67	0,93	0,80
2	3	0,92	1,15	0,86	0,81	0,89	0,72
	2	0,96	1,19	0,89	0,81	0,93	0,74
1	1		0,86				1,00
0	0						

groen = kolomkracht nieuwe situatie is lager dan oorspronkelijk / UC < 1,0

oranje = kolomkracht nieuwe situatie is groter dan oorspronkelijk / UC ≥ 1,0

zijn al in een vroeg stadium verschillende varianten onderzocht, om tot een optimaal ontwerp te komen ten aanzien van architectuur, krachtswerking en uitvoering. De belangrijkste randvoorwaarden waren:

- inzichtelijke krachtswerking en beperken van een (toevallig) inklemmingsmoment;
- bestaande wapening kan in de ronde kolommen op elke mogelijke positie aanwezig zijn en mag niet worden doorboord;
- voldoende stelruimte en eenvoudige montage;
- verankering door middel van doorsteekmontage;
- eenvoudig te maken.

Uiteindelijk bleek de in figuur 13 en foto 14 weergegeven variant het meest optimaal.

Het detail is tijdens engineering van de staalconstructie in samenwerking met de staalleverancier nog op enkele punten geoptimaliseerd, onder andere door de afzonderlijke kranen te koppelen. De volgende overwegingen spelen een rol:

→ Per anker zijn drie gaten in de kranen aanwezig, de bestaande kolomwapening kan hiermee altijd worden ontweken.

→ Spreidankers (Hilti HST-3 M16) zijn toegepast om doorsteekmontage in 'normale gaten' mogelijk te maken, want:

a) vanwege de ronde vorm van kolom en kranen moeten de ankers door de stalen kranen worden gestoken (vooraf aanbrengen niet mogelijk);

b) de boorgaten worden bij voorkeur door de stalen kranen in de kolom geboord (eenvoudige montage);

c) normale gaten in de stalen kranen (Ø = 18 mm voor M16 anker) zijn vereist voor gelijkmatige krachtsafdracht op de ankers;

d) het boorgat van een spreidanker heeft dezelfde diameter als het anker zelf, in tegenstelling tot lijmankeers met een boorgat van +2 mm, waarbij dus overmaatse gaten in de stalen kranen nodig zouden zijn.

→ Vaak hebben de relatief korte spreidankers een lagere capaciteit dan lijmankeers van dezelfde diameter. Echter, vanwege de dunne betonschil van de holle kolommen kunnen lijmankeers niet zo diep worden verankerd en zodoende hebben beide type ankers een vergelijkbare capaciteit. →



→ De oplegging via een horizontale stalen oplegplaat in combinatie met sleufgaten bij de verschillende boutverbindingen houdt een eventueel inklemmingsmoment binnen toegestane marge. Door de afzonderlijke kranen te koppelen (waar mogelijk), wordt een moment op de bestaande kolommen zoveel mogelijk beperkt.

## Uitdagingen

Een van de uitdagingen in het project was het constructief ontwerp van de oorspronkelijke constructeurs goed te doorgronden en hier het nieuwe constructief ontwerp optimaal op af te stemmen. Dit is uiteraard altijd essentieel, maar het was bij dit project een uitdaging vanwege het bijzondere constructief ontwerp. En dit denkproces vindt gelijktijdig plaats met het ontwerpproces met architect en installateur, waarbij vroeg ingrijpende beslissingen worden gemaakt, maar niet altijd direct alle bestaande elementen kunnen worden getoetst.

Een voorbeeld is het principe van de afdracht van stabiliteitskrachten in het zuidwestelijk bouwdeel. Een pure inklemming van de stabiliteitswanden in de fundatieplaat is niet reëel. Na enig speurwerk blijken de betonkolommen op de begane grond in combinatie met de betonbalken van de eerste verdiepingvloer als portalen de

stabiliteitskrachten naar de fundatieplaat af te dragen. Hiermee werd ook duidelijk dat op de begane grond geen geslingerde kolommen, maar forse in het werk gestorte kolommen zijn toegepast. Deze informatie is weer van groot belang bij het beoordelen van bijvoorbeeld nieuwe sparings door de bestaande balken van de eerste verdieping of in de eerste verdiepingvloer.

Ook zijn verschillende gebouwdelen van elkaar gedilateerd en heeft elk deel zijn eigen constructieprincipe. Dilataties zijn zeer consequent doorgezet, maar om de exacte lijn waarlangs de dilataties lopen te kennen, was opnieuw enig speurwerk in de archieftekeningen nodig.

In de verdere engineering heeft met name het inpassen van alle installaties binnen de beperkte verdiepingshoogte, door nieuwe liggers en bestaande balken, veel tijd en energie gekost, zowel bij installateur als bij de constructeur.

## Opnieuw tot leven

Het project wordt naar verwachting in de zomer van 2021 opgeleverd. Wanneer PostNL vervolgens is verhuisd naar het Stationspostgebouw, kan met recht worden gesteld dat een stuk Nederlandse geschiedenis opnieuw tot leven komt. ●

*Voor de gewichtsberekening zijn twee schema's toegepast, een met en een zonder extra draaglijnen*

## LITERATUUR

- 1 PTT Nieuws, jaargang 22, no 3, december 1953.
- 2 Bergsma, P., Beton en gewapend beton. Kosmos, 1934.
- 3 Schrier, W. van der, Bouwen in gewapend beton. Ahrend & Zoon, 1947.

