

De bouw van de Medische Faculteit te Rotterdam

U.D.C. 727.3:691.328
Universiteitsgebouw uit prefab-beton

Inleiding *

Het gebouwencomplex voor de Medische Faculteit te Rotterdam, de zevende in ons land, is sedert begin 1966 in uitvoering.

Tussen het tijdstip waarop het besluit tot oprichting van de Faculteit werd genomen en het moment waarop met de bouw moest worden begonnen, was slechts een buitengewoon korte tijd beschikbaar.

Eerst in mei 1965 besloot de toenmalige regering om een zevende Medische Faculteit op te richten te Rotterdam op een nog nader te kiezen plaats in de stad. Tevens verbond de regering aan dit besluit de eis dat reeds in het jaar daarop, in september 1966, de eerste studenten met hun studie in Rotterdam zouden kunnen aanvangen.

Onmiddellijk na de regeringsbeslissing in mei 1965 werd een Commissie van Voorbereiding ingesteld, die reeds na enkele weken tot de conclusie kwam dat de nieuwe Faculteit naast het bestaande Dijkzigtziekenhuis moest worden gebouwd. Kort daarop, in de zomer van 1965 werd het architectenbureau Van Embden, Choisy, Roorda van Eysinga, Smelt, Wittermans aangezocht voor het maken van voorbereidende studies en het ontwerp van de gebouwen.

Omstreeks oktober 1965 kwam voor het eerst een zeer globale totaalopgave van het te bouwen volume tot stand. In november 1965 werd aan het Raadgevend Ingenieursbureau Aronsohn verzocht om te adviseren over de constructies, terwijl aan het Adviesbureau Deerns werd verzocht om te adviseren over de installaties.

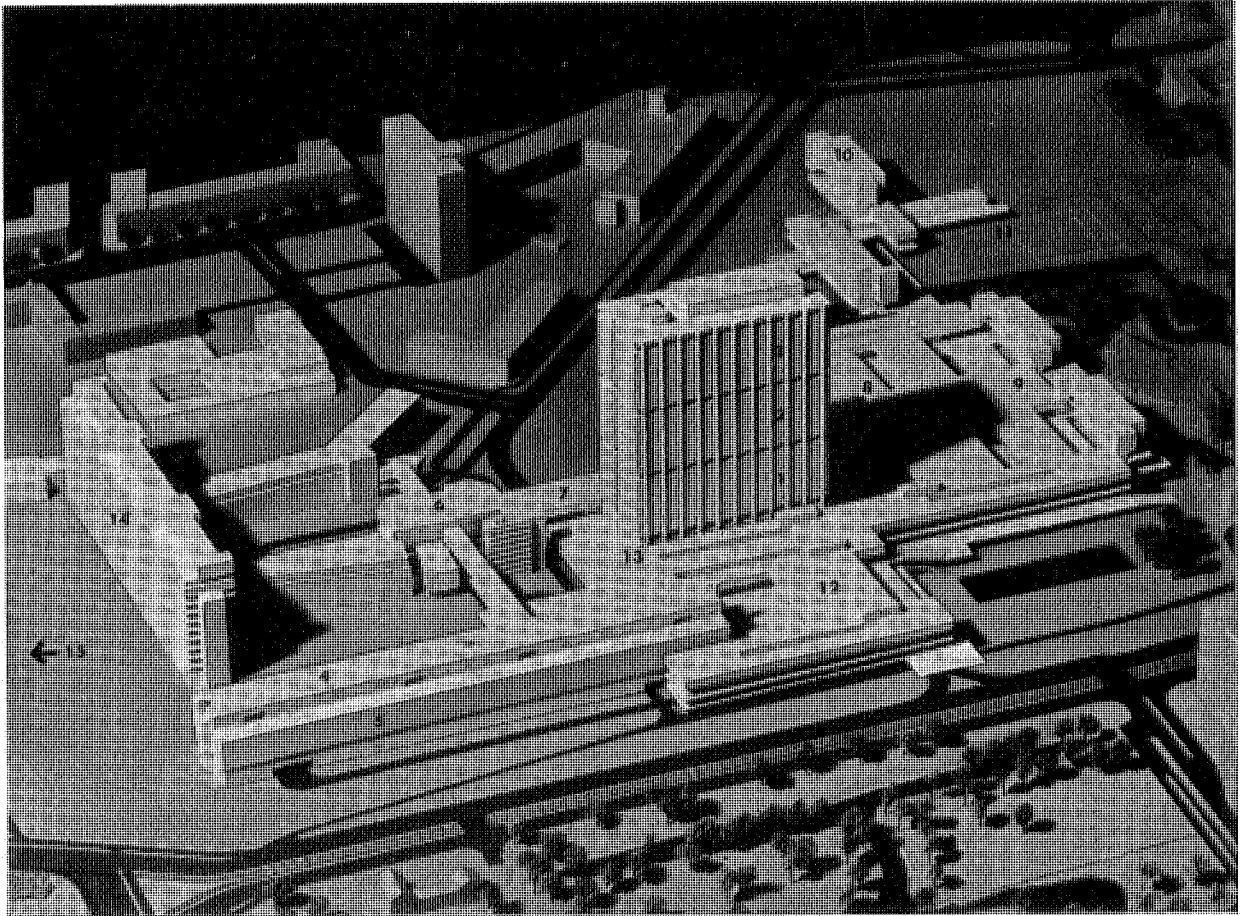
Nog geen drie maanden nadat de eerste gegevens over het totale complex beschikbaar kwamen en de besprekingen over de uitgangspunten voor het geheel konden aanvangen, werd reeds begonnen met het heiwerk voor 2200 palen van elk 150 ton draagvermogen.

*

Deze inleiding is verzorgd door ir.J.E.B.Wittermans van het architectenbureau Van Embden, Choisy, Roorda van Eysinga, Smelt, Wittermans te Delft.

1
Overzicht complex Medische Faculteit,
met links de Maastunneltraverse.
De voorplaat toont het 112 m hoge Labo-
ratoriumgebouw tijdens de montage





2

Maquettefoto van het gehele complex

Verklaring:

1, 2 en 3 - drie maal zes laboratoriumverdiepingen met tussengelegen technische verdiepingen; 4 - technische verdieping gebouw voor klinische wetenschappen; 5 - drie verdiepingen klinische wetenschappen en intensive care, daaronder proefdierenbedrijf; 6 - klinische collegezalen; 7 - cafetaria en bibliotheek; 8 - preklinische collegezalen; 9, 10 en 11 - huisvesting en semi-campus voorzieningen; 12 - administratieve diensten; 13 - centrale technische diensten en magazijnen; 14 - beddenhuis Dijkzigtziekenhuis; 15 - plaatsbepaling Provisorium

Aangezien het onmogelijk was om reeds in 1966 studenten te huisvesten in definitieve voorzieningen werd te zelfder tijd besloten tot het bouwen van een Provisorium als noodgebouw voor de opleiding van de eerste- en tweedejaarsstudenten, terwijl voor de huisvesting zelf een schip werd aangekocht, dat ligplaats kon krijgen aan de nabij gelegen Parkkade.

Het ontwerp

Voor het ontwerp zijn enkele gegevens van doorslaggevende betekenis.

Enerzijds is het beschikbare terrein buitengewoon klein; er zou zelfs gesteld kunnen worden dat de nog beschikbare 7 ha grond naast het ziekenhuis eigenlijk ontoereikend is voor het stichten van een zo groot gebouwencomplex. Anderzijds geldt als uitgangspunt voor het gehele complex dat het maximale mogelijkheden voor onderlinge contacten moet bieden en derhalve zeer geconcentreerd van opzet moet zijn.

Het belangrijkste programmapunt is wel een centraal laboratoriumgebouw voor preklinische en klinische laboratoria van ca. 25 000 m² netto vloeroppervlakte. Daarnaast omvat het globale programma ca. 10 000 m² netto vloeroppervlakte aan ruimten voor algemeen gebruik, zoals bibliotheek, collegezalen, administratie, technische diensten enz.

Ten slotte moet voor het geheel uitgegaan worden van een zogenaamde semi-campusopzet, hetgeen inhoudt dat voor een beperkt aantal studenten en stafleden in huisvesting op het terrein moet worden voorzien met daarbij behorende voorzieningen, zoals een kleine mensa en indoor-sportfaciliteiten.

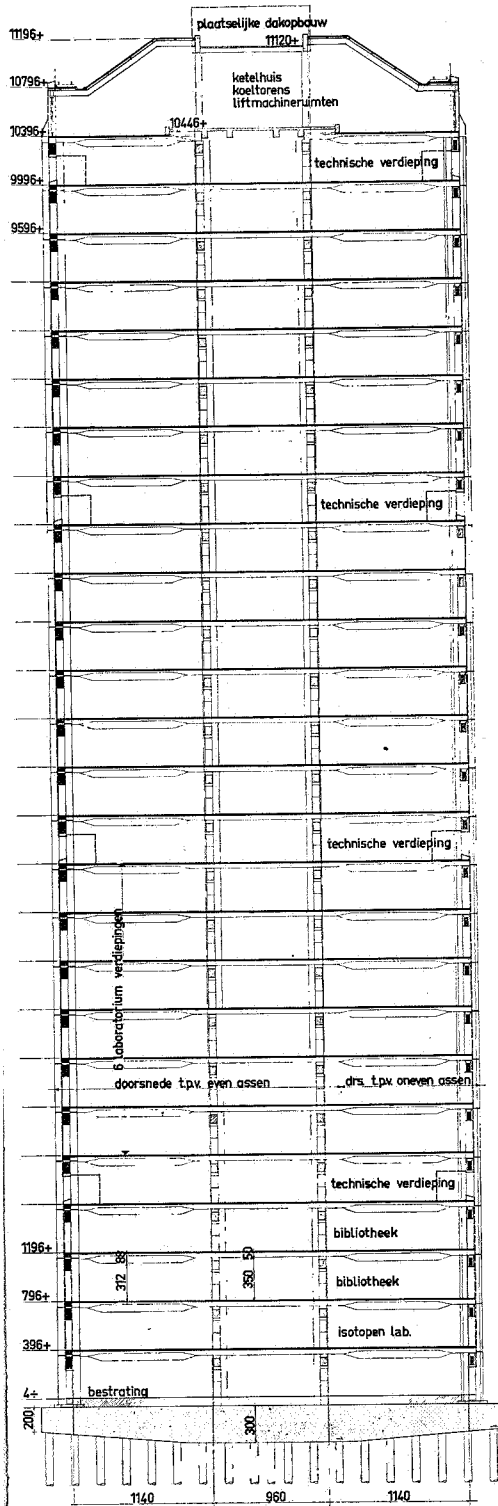
In tweede instantie is aan het programma toegevoegd een te bouwen parkeergarage voor ca. 1500 auto's aangezien het terrein nadat de bebouwing geheel voltooid is, totaal geen ruimte meer zou bieden voor parkeergelegenheid.

De volgende toevoeging was een aanvullend laboratoriumgebouw speciaal gericht op klinische research, aangezien reeds bij eerste kennisneming in de verdere toekomst een belangrijke uitbreiding van het Dijkzigtziekenhuis wordt verwacht. Dit laboratoriumgebouw bestaat uit vier werkverdiepingen en twee installatieverdiepingen en heeft een lengte van 200 m en een breedte van 33,5 m.

In het ontwerp zijn de gevraagde 25 000 m² netto vloeroppervlakte aan laboratoriumruimten ondergebracht in een centrale hoogbouw met 18 laboratoriumverdiepingen en 4 etages voor technische installaties.

De ruimten voor algemeen gebruik ter grootte van ca. 10 000 m² zijn in een uitgebreid laagbouwcomplex van gemiddeld 2 verdiepingen geprojecteerd, dat tevens dient als verbindend lichaam tussen de reeds genoemde laboratorium-hoogbouw, het Dijkzigtziekenhuis en het toekomstige laboratoriumgebouw voor klinische research.

Onder dit twee verdiepingen hoge gedeelte voor algemeen gebruik zijn twee open parkeergarages geprojecteerd, waarvan de onderste zich op beganegrond-niveau bevindt.



3
Dwarsdoorsnede laboratoriumgebouw

Ten einde reeds in 1968, bij de aanvang van het derde studiejaar, over definitieve gebouwen te kunnen beschikken is de helft van het laboratoriumgebouw voor klinisch research in de bouwvolgorde voorgetrokken. Tegelijkertijd is met de hoogbouw begonnen aangezien een groot gedeelte van de definitieve laboratoriumvoorzieningen in 1969 noodzakelijk werden geacht. Hiertoe zal een derde gedeelte, de eerste zes lagen met bijbehorende installatieverdiepingen, worden voorgetrokken en in 1969 worden opgeleverd.

De volgende zes lagen volgen in 1970, terwijl de laatste zes lagen in 1971 in gebruik zullen worden genomen. Door deze min of meer tranche-gewijze gereedkoming is het mogelijk om de studenten die in 1966 zijn aangekomen, gedurende hun gehele studie te kunnen opvangen. Bovendien is op deze wijze een spreiding mogelijk van de investeringen voor de kostbare installaties en inrichtingen over meerdere jaren.

Voor zowel de hoogbouw als voor het lagere laboratoriumgebouw voor klinische research is in principe dezelfde plattegrondstructuur en indelingsmogelijkheid gekozen. De breedte van de hoogbouw is 33,5 m, de lengte is ca. 80 m. De totale hoogte met inbegrip van de vier onderste lagen die zich bevinden in het eerder genoemde laagbouwcomplex, is ca. 112 m.

Industrieel bouwen

Uit de bovengegeven opsomming door ir. Wittermans van de bouwdelen en de daarbij gevraagde korte bouwtijden zal duidelijk zijn dat al zeer spoedig de gedachten uitgingen naar industriële bouwwijzen. Belangrijk hierbij is dat voor het gehele complex door de architecten een hoofdmoduulmaat is ingevoerd van 7,20 m × 14,40 m, gebaseerd op een basismoduul van 1,20 m. De verdiepingshoogte is afgestemd op die van het Dijkzigtziekenhuis, te weten 4 m, ten einde verbindingen mogelijk te maken.

Voor het gebouw voor klinische wetenschappen en voor de hoogbouw is dezelfde bouw-methode aangehouden; beide gebouwen zijn gemaakt met een geprefabriceerd betonskelet. De hoogbouw geeft hierbij de constructief meest interessante problemen. In het navolgende zal dan ook voornamelijk deze hoogbouw worden beschreven.

Redenen voor de toepassing van een geprefabriceerd betonskelet

Voor de toepassing van het geprefabriceerde betonskelet zijn verschillende redenen:

1. Zekerheid over tijdstip van gereedkomen van het project

Zoals in het voorgaande is uiteengezet moeten de onderste 6 laboratoriumlagen van de hoogbouw in de zomer van 1969 gereed zijn, zodat ze dan in gebruik genomen kunnen worden. Deze datum betekende dat na het heikwerk en het maken van de fundering nog slechts 1½ jaar beschikbaar was voor een betonskelet van 26 vloeren met elk 2600 m² vloeroppervlakte, ofwel 3 kalenderweken per vloer. In deze bouwtijd kwamen bovendien twee winterperiodes voor. Zekerheid voor het realiseren van de bouwtijd is een belangrijk motief geweest voor de keuze van het prefab-skelet. Een fabriek is immers minder afhankelijk van de weersomstandigheden, terwijl bij de opzet van de constructie is gestreefd naar montageverbindingen die weinig kwetsbaar zijn voor slechte weersomstandigheden.

Ook voor gevels, binnenwanden en technische installaties wordt bij de hoogbouw op grote schaal gebruik gemaakt van vooraf gereedgemaakte elementen. Het aanbrengen van deze elementen is bij de gevolgde werkwijze reeds tijdens de uitvoering van het betonskelet mogelijk, waardoor tevens een grotere zekerheid voor tijdig opleveren wordt verkregen.

2. Kwaliteit en vormgeving

De lezer zal zich misschien afvragen of zonder meer is uitgegaan van een betonskelet. Dit is evenwel niet het geval. Hoewel de voorbereidingstijd zeer kort was, is onderzocht of een staalskelet in combinatie met betonkernen in aanmerking zou komen. Bij de hoogbouw met een betonskelet wordt immers een belangrijk deel van de normaalspanningen in de steunpunten gebruikt voor het dragen van alleen maar het eigen gewicht van de steunpunten.

Door de eis dat alle dragende delen van het skelet, bij uitvoering in staal, afdoende moesten worden beschermd tegen brand, bleek echter dat een betonskelet uit een oogpunt van kosten de beste oplossing bood.

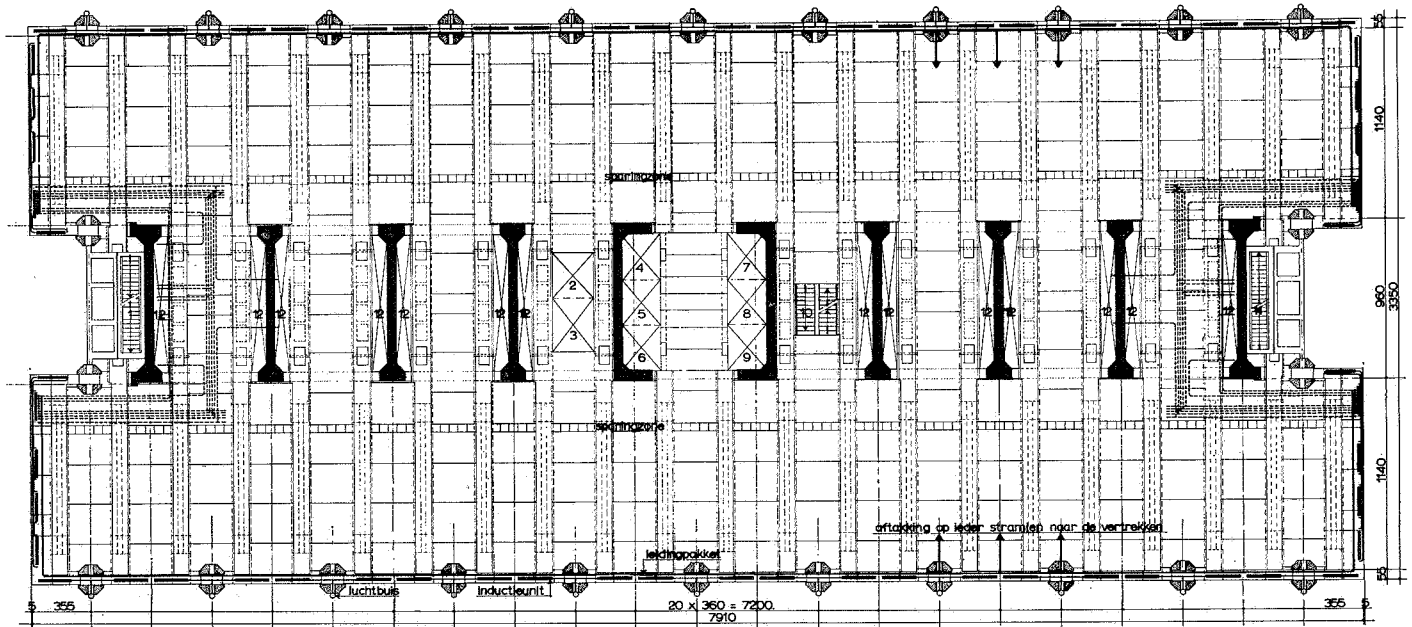
Hierbij komt, dat de architecten als uitgangspunt bij het ontwerp hadden gekozen voor in het zicht blijven van constructies en technische installaties in het gebouw. Een beklede staalconstructie zou bijna zeker hebben geleid tot het toepassen van plafonds. In het zicht blijven van de betonconstructies betekende alleen al voor de 18 laboratoriumlagen van de hoogbouw een belangrijke besparing ten opzichte van een oplossing waarbij plafonds zouden moeten worden toegepast.

Het uiterlijk aanzien van het beton en het verminderen van het gevaar voor vervuiling tijdens de uitvoering zijn overwegingen die de toepassing van een geprefabriceerd skelet aantrekkelijk maakten. Tevens zijn bij prefabricage in grote series veelal meer ingewikkelde bekistingvormen mogelijk, zodat een juist materiaalgebruik kan worden bereikt.

3. Repetitie

Door de grote hoogte is een aanzienlijke repetitie aanwezig. Alleen al van de later in dit artikel te bespreken T-balken zijn in de hoogbouw 400 stuks geheel identieke elementen toegepast. Zoals zal blijken is echter ook veel aandacht besteed aan repetitie in het horizontale vlak.

Met grote series is het kwaliteitsaspect zeker gediend, terwijl de kans op vergissingen en daardoor ontstane stagnatie wordt verkleind.



4 Plattegrond laboratoriumgebouw, plus basissysteem laboratoriumleidingen

verklaring:

1 - noodtrap; 2 en 3 - goederenliften; 4 t/m 9 -
personenliften; 10 - hoofdtrap; 11 - noodtrap; 12 -
leidingschacht

4. Werkwijzen bij hoogbouwen

Veelal worden bij hoge gebouwen bijzondere werkwijzen gevolgd, bij voorbeeld glijconstructies met staalskelet, jackblock, liftslab, hangconstructies, etc. Hiervoor zijn verschillende redenen aan te voeren, zoals: verkorting van de bouwtijd, onder meer door grotere onafhankelijkheid van weersinvloeden en goede organisatiemogelijkheden; kwaliteitsverbetering bij uitvoering op begane grond niveau; kleinere personeelsbezetting op het bouwwerk en daardoor minder arbeidskosten voor verticaal transport van de mensen, enz.

Het toepassen van een prefab-betonskelet wordt eveneens geheel gemotiveerd door de opgesomde redenen voor een bijzondere werkwijze.

5. Maatnauwkeurigheid

Bij het aansluiten van gevelelementen van grote afmetingen, prefab-binnenwanden en leidingssystemen, is een grote mate van nauwkeurigheid voor het skelet vereist. Een prefab-betonskelet kan in dit opzicht beter voldoen dan een traditioneel gemaakt skelet.

De plattegrond van de hoogbouw

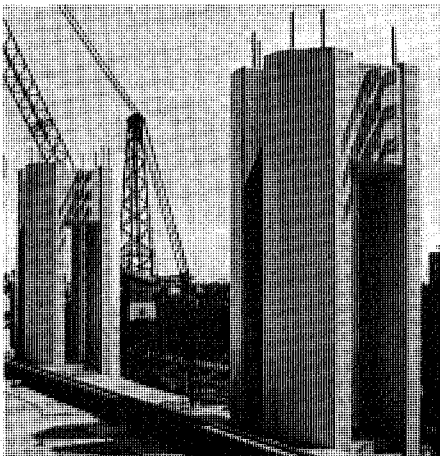
Voor het ontwikkelen van de plattegrond van de hoogbouw was naast de prefab-gedachte een belangrijk uitgangspunt hoe aan nog onbekende wensen van tegenwoordige en toekomstige gebruikers kan worden voldaan, zonder dat dit steeds aanleiding zou geven tot boren en hakken in gemaakte constructies. Verticale doorvoermogelijkheden op vele punten zijn hiervoor nodig, waarvoor na intensieve studie een oplossing werd gevonden in een duidelijk symmetrische plattegrond (zie fig. 4).

Elke verdiepingvloer, met een oppervlakte van 2 600 m², wordt gedragen door 20 middenkolommen die 2 aan 2 in de vorm van wanden zijn uitgevoerd, en door 26 gevelkolommen. Bij de aansluiting aan de funderingsplaat is de totale oppervlakte van deze steunpunten ca. 105 m²; een belasting van 95 000 tf wordt hiermee naar de fundering overgebracht.

De verticale leidingen en de doorbrekingen van de vloeren vergen ca. 130 m² vloeroppervlakte, terwijl liften met voorruimten en trappehuizen in 175 m² zijn ondergebracht.

Uit bovenstaande cijfers blijkt wel dat een juiste situering van kolommen en leidingschachten een belangrijke rol speelt.

5 Prefab-gevelkolom

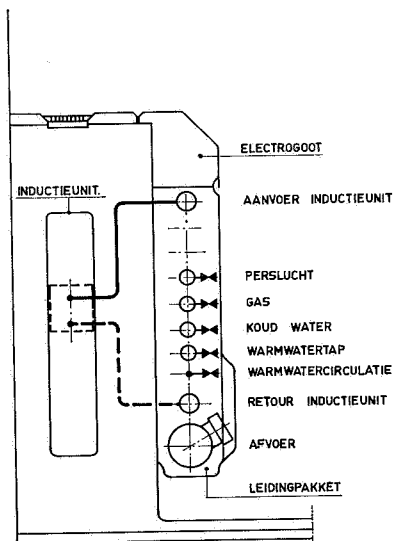


Voor de kolommen is in de lengterichting van het gebouw een steunpuntsafstand van 7,20 m aangehouden. Alle gevel- en middenkolommen zijn verder in de lengterichting verbonden met balken, waarop weer balken in dwarsrichting rusten. Op deze manier zijn een middenoverspanning van 9,60 m en 2 zij-overspanningen van elk 12 m vrije overspanning gevormd.

Door de benodigde steunpuntoppervlakte van de middenrijen van de kolommen te spreiden in de richting van het hart van het gebouw, en door deze steunpunten aan elkaar te koppelen, kon een oplossing worden ontwikkeld die bouwkundig, constructief en leidingtechnisch uitstekend voldoet.

In het middengebied zijn centraal zes personenliften gesitueerd, die in de richting van de lengte-as van het gebouw zijn geflankeerd enerzijds door twee goederenliften, anderzijds door het hoofdtrappenhuis. De beide noodtrappen bevinden zich eveneens in het middengebied en wel aan de beide kopeinden van het gebouw.

De vrije indelmogelijkheden van de beide zij-overspanningen zijn door deze opzet zeer gunstig, terwijl in de overgebleven middengebieden bijzondere ruimten zoals donkere kamers, dierenverblijven, ruimten met zware belastingen, enz. kunnen worden ondergebracht. Door de leidingschachten naast de betonwanden van het middengebied te projecteren, kunnen deze bijzondere middenruimten direct vanuit de schachten worden gevoed, terwijl tevens de koppeling tussen de zware apparatuur op de technische verdiepingen en in het ketelhuis op logische wijze is verkregen.



6
Doorsnede leidingpakket in gevel

Leidingbeloop

Niet alleen het verticale, maar ook het horizontale leidingbeloop heeft bij dit hoge laboratoriumgebouw een belangrijke rol gespeeld bij de bouwkundige en constructieve vormgeving. Voor elke laboratoriumlaag worden de leidingen van het basissysteem uit de verticale schachten bij de betonwanden langs het middengebied gevoerd naar een kopgevel van het gebouw, gaan daar door de vloer en lopen dan boven de vloer in een borstweringsstrook langs de gevels tot aan de andere kopgevel, om vervolgens weer langs het middengebied aan te sluiten op de schachten.

Symmetrisch t.o.v. de lengte-as van het gebouw is voor beide zijbeuken een analoog systeem aangebracht.

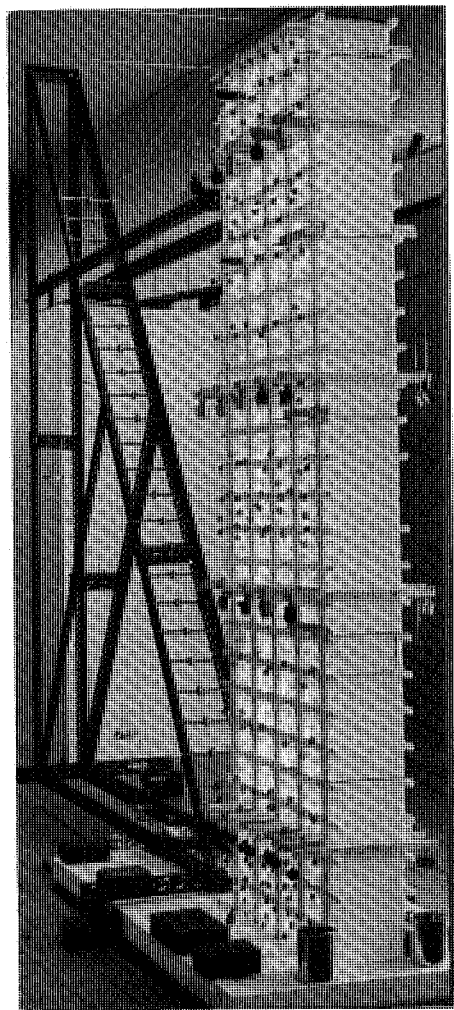
Op onderlinge afstanden van 3,60 m kan van het basissysteem een aftakking worden gemaakt in de vertrekken, waarbij elke leiding kan worden aangebracht, gewijzigd, enz. zonder de verdiepingen er boven of er onder te storen.

Door de wens van de architecten om de kolommen in de gevel zichtbaar te maken en door het constructieve uitgangspunt om de belastingen centrish aan de kolommen af te geven, zijn deze in de lengterichting gesplitst. Omdat de binnenwanden op de kolommen aansluiten, is voor het aftakken van de leidingen in deze wanden ook in de dwarsrichting een splitsing gemaakt, zodat de kolommen in vier delen zijn uiteengevallen. In de ruimte tussen onderkant gevelbalk en bovenkant vloer zijn de vier kolomdelen met elkaar verbonden.

Met deze vorm van de kolommen is het ook mogelijk de aan de gevel benodigde verticale luchtkanalen door de spleet tussen de kolomdelen direct aan de technische verdiepingen te koppelen. Vanuit deze technische verdiepingen worden drie bouwlagen naar beneden en drie bouwlagen naar boven van lucht voorzien. De afmetingen van de luchtkanalen zijn op deze manier zeer gering geworden.

Langs het middengebied zal in veel gevallen een gang van 2,40 m breedte worden gesitueerd. Op deze afstand van het middengebied kunnen dan ook in de gangwand de verticale leidingen direct gekoppeld worden aan de technische verdiepingen. Om deze reden is het gebouw ter weerszijden van het middengebied in de gehele langsrichting voorzien van een sparingzone van 60 cm breedte. Meerdere indelingsmogelijkheden zijn hiermede bereikt. Ook kunnen opstellingen die zeer veel extra installaties vragen, direct onder of boven een technische verdieping worden gesitueerd en op deze manier rechtstreeks worden aangesloten.

7
Proefopstelling kernonderzoek



De kern van de hoogbouw

Uitgaande van de gedachte dat een prefab-betonskelet zo veel mogelijk met eenvoudige en dus goedkope verbindingen moet worden opgetrokken, zullen verbindingen, waarmee geen buigende momenten worden opgenomen, de voorkeur hebben.

De windbelastingen op het gebouw moeten dan worden overgebracht door constructies die op eenvoudige manier wel buiging kunnen opnemen, waarmee deze constructies dan ook kunnen dienen voor de stabiliteit van het gehele gebouw.

Door de betonwanden van het middengebied ter plaatse te storten, is het mogelijk in dwarsrichting de windbelastingen per travee van 7,20 m naar de fundering af te voeren.

Koppeling van de betonwanden in de langsrichting van het gebouw met ter plaatse gestorte balken geeft een uitstekende oplossing voor het opnemen van de windbelasting op de korte zijden van het gebouw, terwijl, zoals verder zal blijken, de stabiliteit van het gebouw met deze constructie is verzekerd.

De berekening van de kern is vooral bij horizontale belastingen in langsrichting van het gebouw interessant.

Er is een berekening opgesteld waarbij de kern als portaalconstructie is benaderd; deze berekening is met een computer uitgevoerd. De verschillende benaderingen en vereenvoudigingen die voor deze berekening zijn toegepast, waren aanleiding om een modelonderzoek bij het Instituut voor Bouwmaterialen en Bouwconstructies van T.N.O. uit te laten voeren. Een onderzoek is ingesteld naar de krachtswerking van de kern onder horizontale belasting, en naar de stabiliteit.

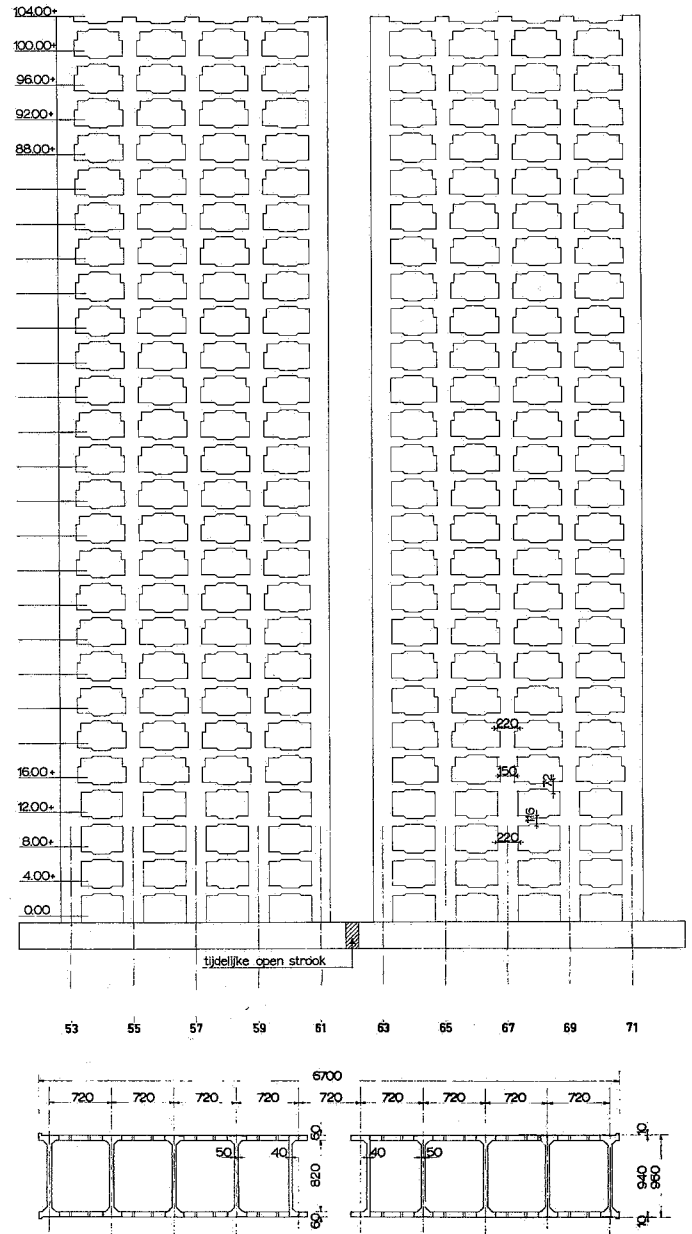
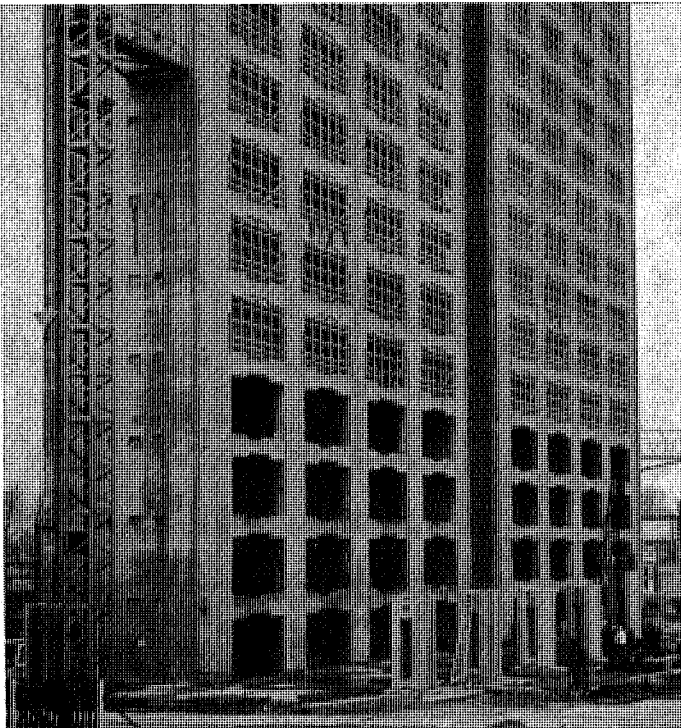
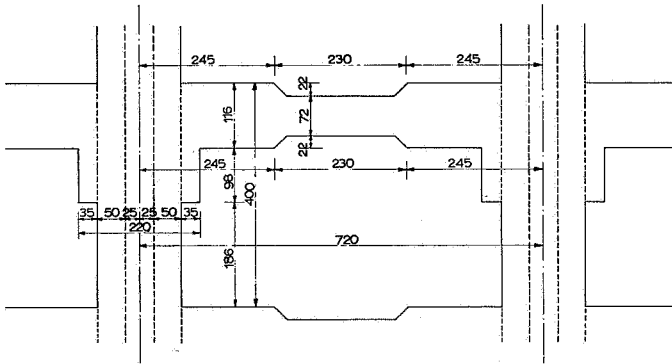
Van polystyreenschuim is een model op schaal 1 : 50 vervaardigd (foto 6). In verband met de symmetrie kon met de halve kernlengte worden volstaan, waarbij de verbinding van beide kernhelften met pendels is gedacht.

Elk kerndeel neemt dan de helft van de horizontale belasting op. Door gewichtjes, via kogel-lagers, op de verdiepingen te laten aangrijpen werden horizontale belastingen op het model aangebracht; met de hoogte veranderende belastingen zijn op deze manier mogelijk.

De vervormingen van het model zijn met behulp van de spiegelreflectie-methode gemeten, waarbij kon worden volstaan met het meten van de hoekverdraaiingen van de knooppunten en van de middens van de kolommen en de balken.

Beschouwen we de kern als ligger, dan blijven bij horizontale belastingen op het gebouw vlakke doorsneden niet meer vlak en loodrecht op de liggeras, maar treden vervormingen op, zoals aangegeven in fig. 9.

De vervormingen van de balken worden veroorzaakt door de hoekverdraaiingen van de aansluitende kolommen en door het verschil in verticale verplaatsing van deze kolommen. Het momentenverloop in de balken is dus lineair tussen twee kolommen, waarbij het momenten-nulpunt nagenoeg in het midden van de overspanning bleek te liggen (fig. 10).



- De kolommen zijn onderworpen aan de volgende krachtswerking (fig. 11):
- per verdieping werkt een horizontale kracht die gelijk is aan het verschil in normaalkracht van de aan de kolom grenzende balken. Een gedeelte van de horizontale belasting wordt op deze manier door de kolommen naar de fundering afgevoerd. Het hierbij behorende momentenverloop is paraboolvormig, indien de horizontale krachten per verdieping gelijk zijn;
 - de dwarskrachten in de balken veroorzaken in de kolommen buigende momenten met een trapvormig verloop. De momenten, genoemd onder a en b hebben tegengesteld teken;
 - ten slotte werkt op de kolommen per verdieping een normaalkracht gelijk aan het verschil in dwarskracht van twee aansluitende balken.

Uit de metingen bleek dat tussen de 3e en 15e verdieping de onder a en b genoemde momenten halverwege tussen twee verdiepingen nagenoeg even groot zijn. Boven de zevende verdieping overheersen enigszins de momenten genoemd onder b, onder deze verdieping de momenten genoemd onder a, met een sterke toeneming over de onderste twee verdiepingen. De totale vervorming van de kern is aangegeven in fig. 12.

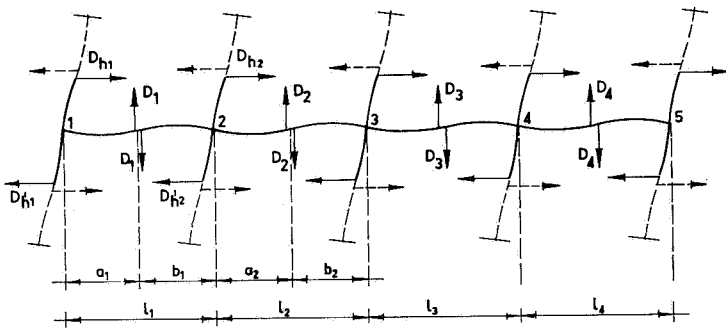
Van het uitwendige buigende moment wordt slechts een klein gedeelte door buiging opgenomen; vrijwel het gehele uitwendige buigende moment wordt zeer effectief door normaalkrachten in de kolommen opgenomen (fig. 13, blz. 216).

De dwarskrachten in de opvolgende balken van een verdieping zijn nagenoeg even groot, waaruit volgt dat de normaalkrachten voor een belangrijk deel in de buitenste kolommen worden opgenomen (fig. 14).

De maximale dwarskrachten treden op bij de derde verdieping. Hieronder nemen de dwarskrachten snel af omdat daar, zoals reeds is uiteengezet, het uitwendige buigende moment minder door normaalkracht wordt opgenomen.

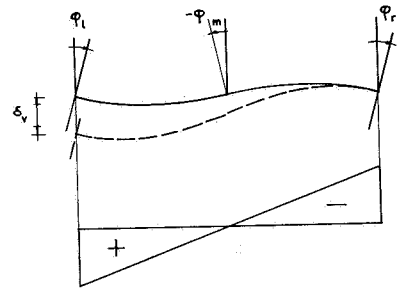
Het momentenverloop in de buitenste kolom is aangegeven in fig. 15.

Figuur 9



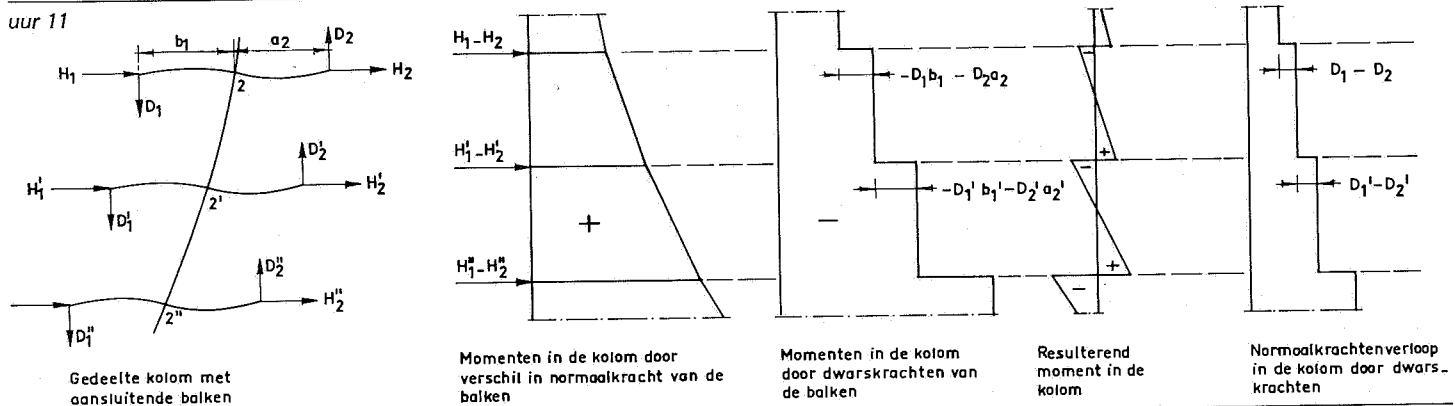
Vervorming van balken en kolommen

Figuur 10



Vervorming en momentenverloop van een balk

uur 11



De berekening van de kern is uitgevoerd voor een trapeziumvormige windbelasting met een stuwdrukwaarde van 80 kgf/m² op maaiveldhoogte, naar boven verlopend tot (80 + 0,6 h) kgf/m².

Bij deze horizontale belasting is de in de balken optredende maximale dwarskracht 12,5 tf, terwijl de maximale dwarskracht veroorzaakt door de verticale belasting 45,0 tf bedraagt. Bij de proeven is ook nagegaan wat de invloed is van het koppelen van beide kernhelften door middel van balken met inklemmingen aan de uiteinden, in plaats van met balken met scharnieren aan de uiteinden. Uit de overweging van keersymmetrie volgt dat de middens van de verbindingbalken zich niet in verticale richting zullen verplaatsen. Door de balken van het model in het midden op te leggen op een schot dat horizontaal mee kon vervormen met de kern, kon de invloed van inklemming worden nagegaan. Figuur 16 toont de resultaten. De resultaten van de bovengenoemde portaalberekening zijn vergeleken met die van de metingen aan het model. De overeenstemming was zeer goed, want de verschillen bedroegen slechts enkele procenten.

Behalve een onderzoek naar de krachtswerking onder horizontale belasting is ook de stabiliteit van de kern nagegaan. De bepaling hiervan berust op het volgende: Is de optredende belasting P en de initiële beginexcentriciteit e_0 , dan zal ten gevolge van krimp en relaxatie de beginexcentriciteit worden vergroot tot e_1 (zie I.B.C.-mededelingen, juli 1955, blz. 80-107).

Hierin is n_1 de verhouding tussen de knikbelasting P_k bij zuiver centriscch aangrijpende belasting en de werkelijk optredende belasting P_1 . Veroorzaken we een beginexcentriciteit door een horizontale kracht H op de constructie te laten aangrijpen, dan is voor het geval dat P_1 en H_1 optreden en voor het geval dat P_2 en H_2 optreden af te leiden:

$$P_k = \frac{e_1 \cdot P_1 \cdot H_2 - e_2 \cdot P_2 \cdot H_1}{e_1 \cdot H_2 - e_2 \cdot H_1}$$

De proef wordt zo uitgevoerd dat bij verschillende verticale belastingen wordt nagegaan hoe groot de horizontale kracht moet zijn om een willekeurig gekozen kleine uitbuiging te krijgen. De bovengenoemde formule kan hiertoe worden omgewerkt tot:

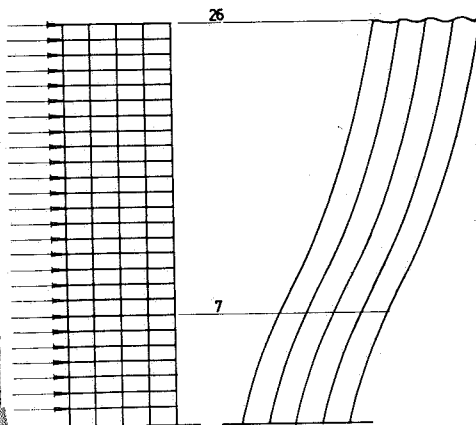
$$P = \frac{P_1 - P_k}{H_1} \cdot H + P_k$$

In de formule is het verband tussen P en H lineair, in werkelijkheid ontstaat een licht gekromde lijn door het afnemen van de elasticiteitsmodulus bij hogere belastingen. In fig. 17 zijn de resultaten van de proef aangegeven.

Indien voor de betonkern een elasticiteitsmodulus $E = 100\,000$ kgf/cm² wordt aangehouden, bedraagt de knikveiligheid van de kern in dwarsrichting 7 en in langsrichting 12. De knikveiligheid in langsrichting is hierbij maatgevend, omdat de kern in dwarsrichting wordt gesteund door de beide zij-overspanningen.

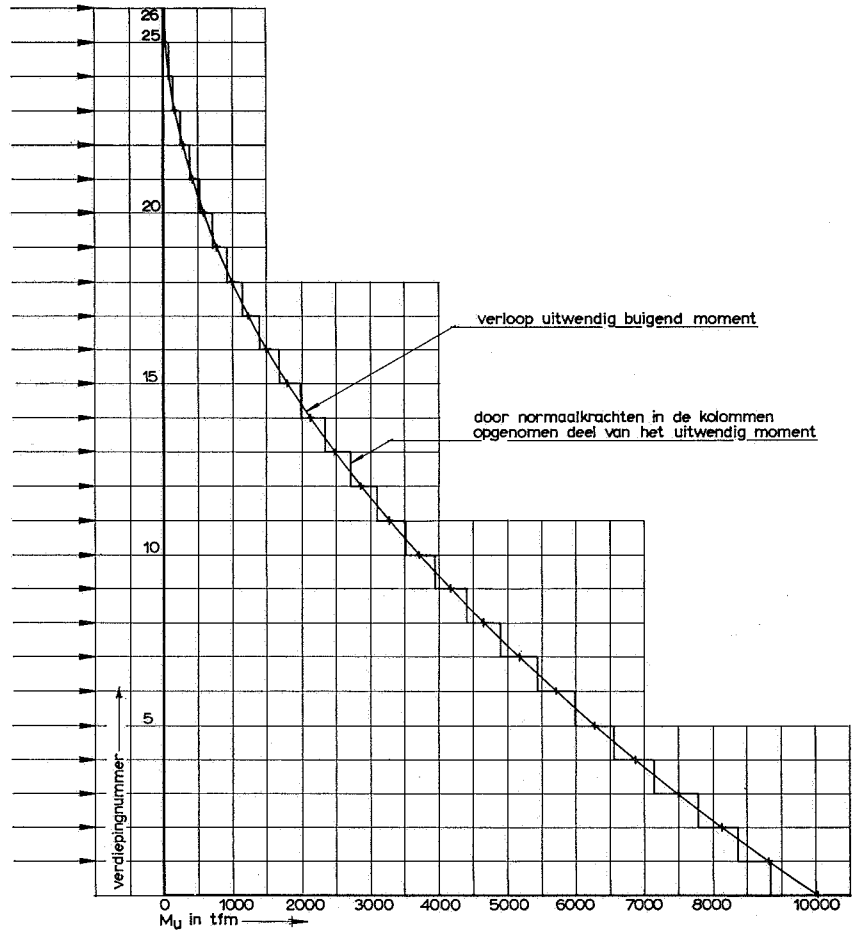
In het bestek was voorgeschreven dat de kern van de hoogbouw met behulp van glijdende bekisting moest worden uitgevoerd. De voorbereidingen voor de bekisting konden worden getroffen tijdens het maken van de paalfundering en de fundatieplaat.

Figuur 12

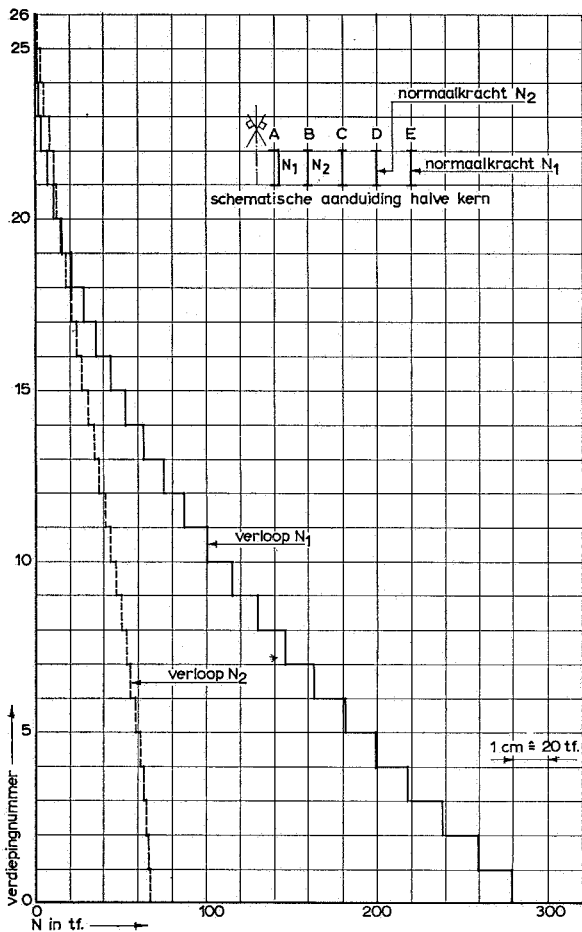


Vervorming van de kern onder horizontale belasting

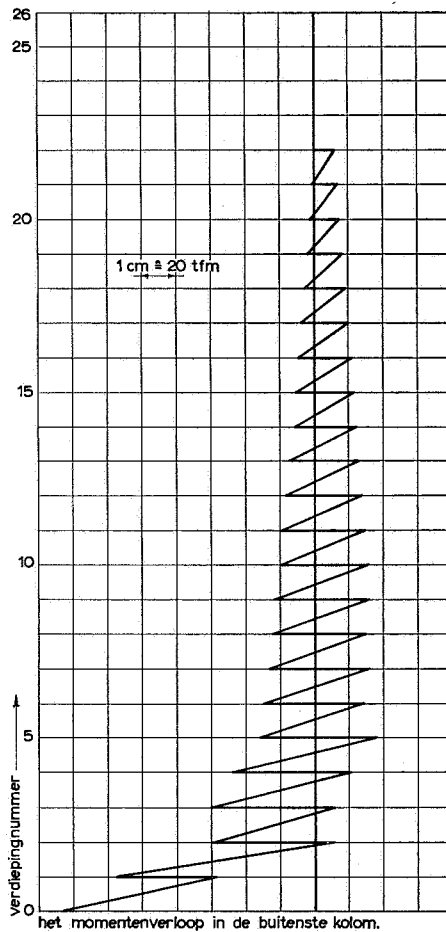
Figuur 13



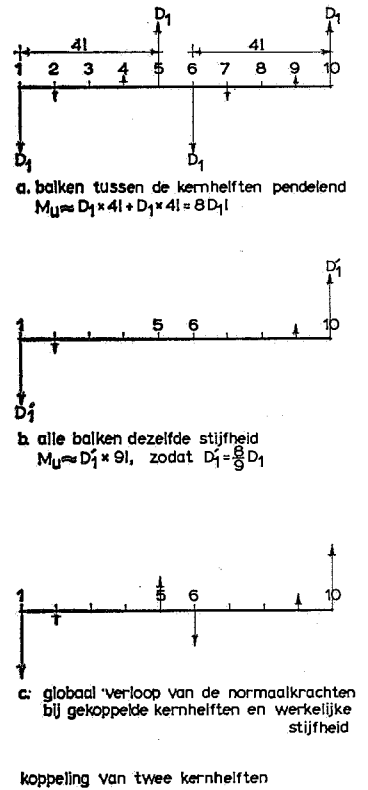
Figuur 14



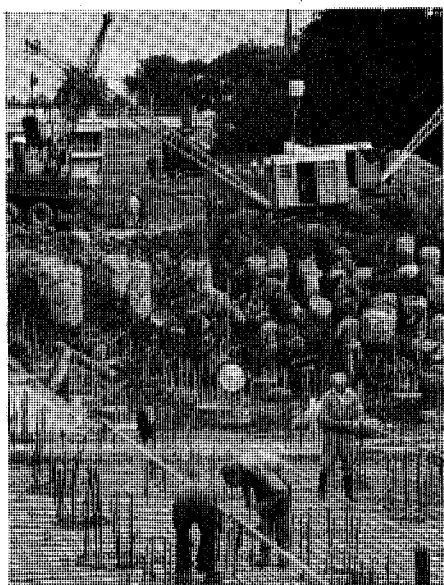
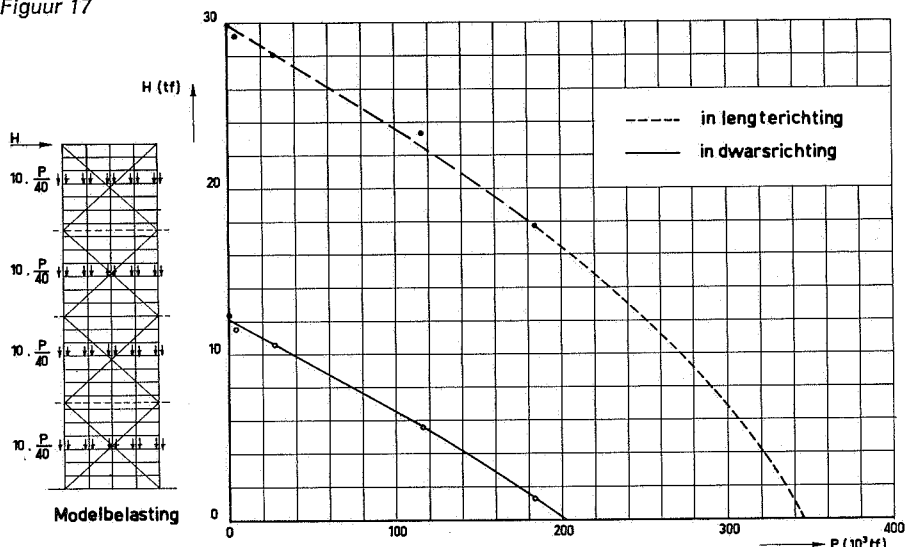
Figuur 15



Figuur 16



Figuur 17



18
Aanvang vlechtwerk voor funderings-
plaat

19
Wapening voor de 2-3 m dikke
funderingsplaat



De fundering van de hoogbouw

Uit de resultaten van het grondonderzoek bleek dat funderen op ca. 18,50 m onder het maaiveld mogelijk was. Op dit niveau wordt een belasting van 40 tf/m² toelaatbaar geacht. Voor de benodigde paalfundering zijn in de grond gemaakte palen, systeem vibro-casing van N.V. tot Aanneming van Werken v/h Nederhorst te Gouda gekozen.

De vibro-casing palen hadden voor dit werk verschillende voordelen. Onder de hoogbouw was een zeer dicht palenveld nodig om de fundatieplaat beperkt van afmetingen te houden. De ruimte die om een casing ontstaat na het trekken van de vibrobuis, vergemakkelijkt het inheien van de volgende palen. Verder is op deze palen een grote belasting, namelijk 150 t^f toelaatbaar, waarmee het aantal palen kon worden beperkt. Heien vóór het ontgraven en aanpassen aan de grondgesteldheid waren mogelijk, terwijl daarnaast op zeer korte termijn met de paalfundering kon worden begonnen.

De werkwijze bij de vibro-casing palen van de faculteit was als volgt: Eerst werd een vibro-buis met een uitwendige diameter van 72 cm ingeheid. Als paalschoen werd een vlakke gelaste plaatstalen schoen toegepast met een diameter van 80 cm en een dikte van 25 mm. Nadat de buis op diepte was gebracht, werd over de volle hoogte, tegelijk met de wapening, een aan de onderzijde gesloten dunwandige plaatstalen buis ingebracht (wanddikte 0,625 mm, uitwendige diameter 60 cm) samengesteld uit aaneengelaste vaten zonder bodem of deksel. Deze zgn. casing blijft na het trekken van de vibrobuis als verloren bekisting achter.

Bij het trekken van de buis bestaat het gevaar dat in de ruimte gevormd door de buis van Ø 72 cm de casing van Ø 60 cm water toestroomt, waarbij zand kan worden meegevoerd. Daarom wordt voor het neerlaten van de casing met wapeningskorf grout in de vibrobuis aangebracht. Bij het storten van de beton in de casing, wordt de casing op de paalschoen gedrukt en de grout tussen casing en buis omhooggedrukt tot een hoogte van ongeveer 4,50 m. De resterende ruimte tussen vibrobuis en casing wordt bijgevuld met water. Hierna wordt de vibrobuis normaal getrokken tijdens het storten van de paal.

Onder de hoogbouw zijn 840 palen tussen februari en juli 1966 ingeheid. In langsrichting van het gebouw staan deze palen met een schoen van Ø 80 cm, h.o.h. 1,80 m en in dwarsrichting 2,20 m. Vijf palen zijn met goed resultaat onderworpen aan een proefbelasting, groot 200 tf. De funderingsplaat heeft onder de kern van het gebouw een dikte van 3,00 m en onder de langsgevels een dikte van 2,00 m. In verband met de uitvoeringswijze van de kern is de plaat in de langsrichting in 2 delen uitgevoerd. De voeg tussen deze beide delen, breed ca. 3 m, is aangestort na het gereedkomen van de betonkern (zie foto 23, blz. 218).

De 8000 m³ beton van de plaat is in 2 lagen gestort in dagstorten. Het einde van elk stort is met haringgraatstaal afgezet. De onderbrekingen van de storten zijn voor de onderste en bovenste laag verspringend aangebracht.

De uitvoering van de kern

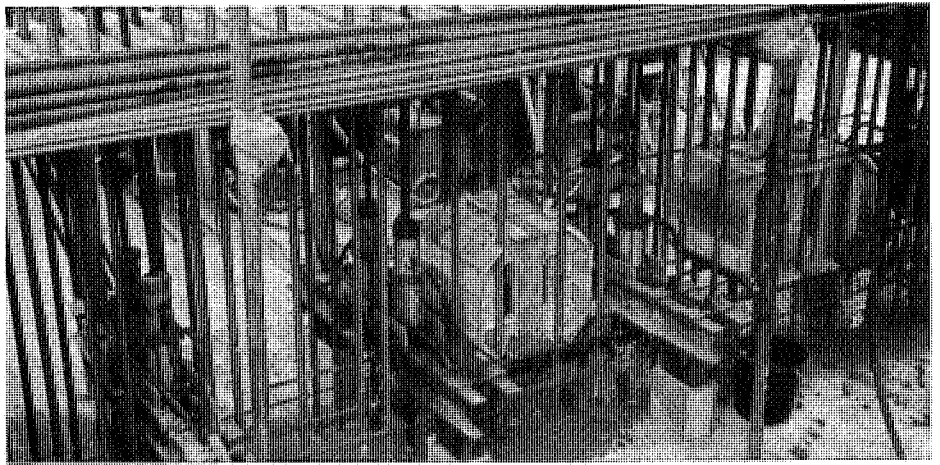
De kern heeft een lengte van 67 m en een breedte van 9,40 m en is, zoals reeds gezegd, met een glijdende bekisting uitgevoerd. De balken in de langsrichting van de hoogbouw zijn gelijktijdig in de glijdende bekisting gemaakt. Hierbij zijn alle klimstaven ondergebracht in de betonwanden in dwarsrichting, zodat in de balken geen klimstaven zijn opgenomen. Op deze wijze ontstonden sparringen van 5,70 m breedte en 3,30 m hoogte.

Ten einde een vormvaste bekisting te verkrijgen is door de hoofdaannemer van het gehele complex, de N.V. Aannemings-Maatschappij J.P. van Eesteren te Rotterdam, een stalen hoofdconstructie toegepast. Ter plaatse van de middens van de langs balken zijn hoge stalen schijnbokken toegepast, die de bekisting van de balken op afstand heeft gehouden.

De grote hoeveelheden benodigd materiaal – de totale lengte van de glijbekisting bedroeg 400 strekkende meter en de te storten wanden zijn 50 cm dik – heeft de aannemer doen besluiten om de kern in 2 gedeelten op te trekken.



20
Verlengen van de verticale wapening met behulp van een lasbus



21
Detail klimconstructie

Op 12 september 1966 werd met het glijden van het eerste gedeelte begonnen, op 18 november 1966 waren beide kernen gereed; 8250 m³ beton was toen met de glijdende bekisting gestort.

Tussen het einde van het glijden van het eerste en het begin van het glijden van het tweede deel was 1½ week aangehouden voor het trekken van klimstaven en voor het overbrengen van vijzels en lieren.

Tijdens de weekends werd het glijden onderbroken, om overbelasting van de staf en de werkploegen te voorkomen. Voor het betonneren is met 2 ploegen gewerkt; het aanbrengen van de grote sparingen geschiedde door één ploeg, die hiervoor op wisselende tijden klaarstond.

De verticale wapening, die vooral bij de onderste bouwlagen zwaar was, namelijk Ø 32 en Ø 28 mm, is verlengd door de zuiver haaks afgezaagde wapeningsstaven koud op elkaar te zetten en te verbinden met een lasbus, overeenkomstig de methode beschreven in Cement XVII (1965) nr. 12, blz. 824 - 825.

Voor de aansluiting van het prefab-skelet is een maattolerantie rondom de kern aangehouden van ± 5 cm. Deze maat bleek door zorgvuldige besturing van de bekisting ruim voldoende. Het koppelen van de beide kernhelften is door middel van geprefabriceerde balken tot stand gebracht; de voorzieningen die hiervoor nodig waren zullen worden behandeld bij de geprefabriceerde onderdelen. (wordt vervolgd)

22, 23 en 24
Enige momentopnamen tijdens het glijden van de kernen

