

# Theme IVb: Foundation structures for tall buildings

Objektyp: **Group**

Zeitschrift: **IABSE congress report = Rapport du congrès AIPC = IVBH  
Kongressbericht**

Band (Jahr): **10 (1976)**

PDF erstellt am: **12.07.2024**

## **Nutzungsbedingungen**

Die ETH-Bibliothek ist Anbieterin der digitalisierten Zeitschriften. Sie besitzt keine Urheberrechte an den Inhalten der Zeitschriften. Die Rechte liegen in der Regel bei den Herausgebern.

Die auf der Plattform e-periodica veröffentlichten Dokumente stehen für nicht-kommerzielle Zwecke in Lehre und Forschung sowie für die private Nutzung frei zur Verfügung. Einzelne Dateien oder Ausdrucke aus diesem Angebot können zusammen mit diesen Nutzungsbedingungen und den korrekten Herkunftsbezeichnungen weitergegeben werden.

Das Veröffentlichen von Bildern in Print- und Online-Publikationen ist nur mit vorheriger Genehmigung der Rechteinhaber erlaubt. Die systematische Speicherung von Teilen des elektronischen Angebots auf anderen Servern bedarf ebenfalls des schriftlichen Einverständnisses der Rechteinhaber.

## **Haftungsausschluss**

Alle Angaben erfolgen ohne Gewähr für Vollständigkeit oder Richtigkeit. Es wird keine Haftung übernommen für Schäden durch die Verwendung von Informationen aus diesem Online-Angebot oder durch das Fehlen von Informationen. Dies gilt auch für Inhalte Dritter, die über dieses Angebot zugänglich sind.

**Comments by the Author of the Introductory Report**

Remarques de l'auteur du rapport introductif

Bemerkungen des Verfassers des Einführungsberichtes

**YORHIKO OHSAKI**

Professor

University of Tokyo

Tokyo, Japan

*Foundation Structures for Tall Buildings*

This presentation in Working Session IV concerns the foundation structures for tall buildings. In the writer's Introductory Report (Ohsaki 1976), he has pointed out a number of problems associated with design of foundations for tall buildings.

The first problem is the heavy weight of a tall building which requires large bearing capacity of supporting soil stratum. Bearing capacities of sand stratum, gravel stratum, or heavily over-consolidated clayey stratum are usually in the range of 150 to 400 tons/sq.meter, as shown in Fig.1, allowing the

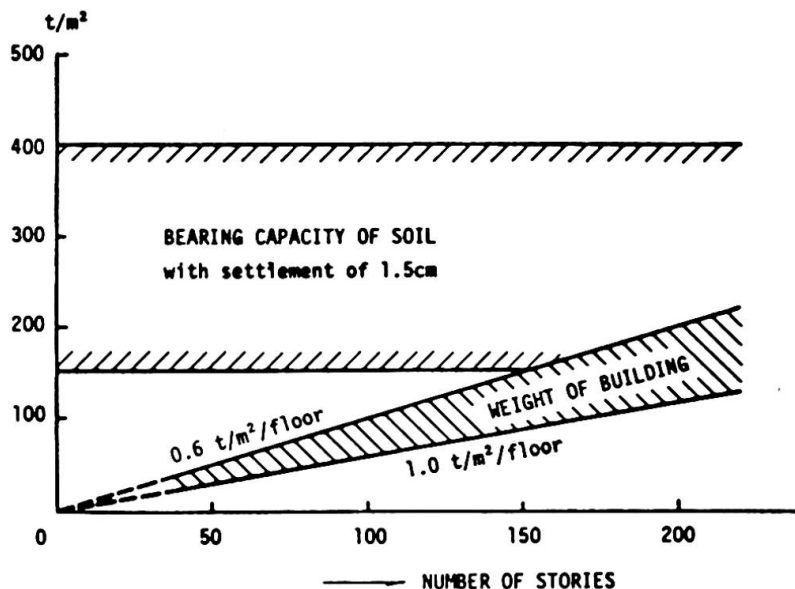


Fig.1

settlement of approximately 1.5 centimeters. On the other hand, unit weights of tall buildings of typical, steel construction are estimated to be in the range of 0.6 to 1.0 tons/sq.meter/floor. Therefore, the total weights of buildings are in the triangular range in Fig.1, which shows that there is no

serious problem in foundation design, if soil stratum of such strength can be encountered within the depth of a building basement.

If such stratum is located at a certain depth below the base of a building, a pile foundation can be used and, fortunately, no fundamental problem has been met so far in performance of pile foundation. The application of floating foundation may also be possible, which balances the weight of building and the weight of excavated soil so that no additional load would be applied to the supporting soil stratum. It is possible theoretically up to the building of approximately 40 stories; however, it seems that there has been no experience of applying the idea of floating foundation actually to high-rise buildings.

The second problem is the effects of wind force. As shown in Fig.2, when a building is subjected to wind force, the overturning moment causes an increase

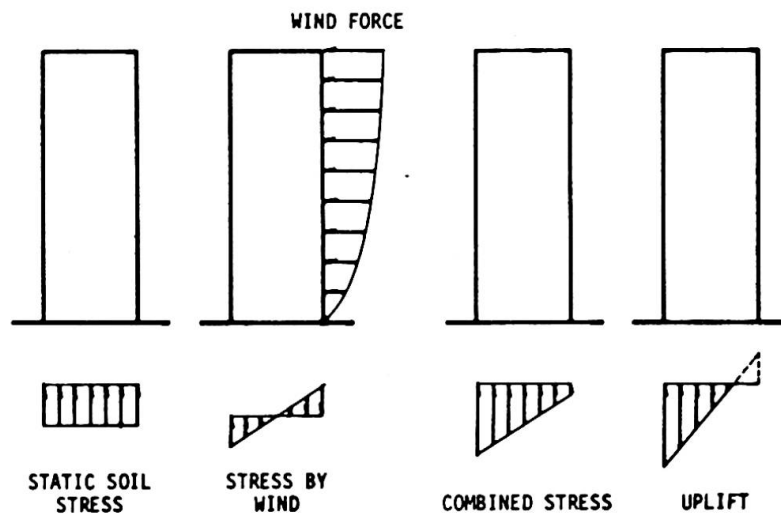


Fig.2

of soil reaction stress on one side and a decrease on the other side. Usually, as the combined stress is within twice the static stress, if Fig.1 is again considered, there would be no danger of failure of supporting soil. If overturning moment increases still more, uplift takes place as also shown in Fig.2, which indicates a tendency to make the structure unstable. However, the uplift can readily be prevented by providing setback as shown in Fig.3 and, when the setback can not be provided, anchoring shown in Fig.3 may be an effective way, but it has not been actually utilized for tall buildings up to the present time.

In a foundation slab, the outer part shaded in Fig.4 is most effective to resist the overturning moment, while the middle part is not so effective mechanically. Moreover, if permanent settlements are produced beneath the edge of a foundation slab under repeated wind loadings, the presence of the middle part is rather harmful causing the so-called riding effect, which will accelerate the rocking motion of the superstructure. In consideration of these and other facts, Schlaich and Otto suggest an idea of ring foundation for a tower structure, and describe in detail many examples of their design experiences of actual tower structures in their Preliminary Report (Schlaich & Otto 1976).

The last problem is the effects of seismic forces. In Japan of extremely high seismicity, seismic forces are usually larger than wind forces for typical buildings of less than approximately 50 stories. However, as a general shape of acceleration response spectrum in Fig.5 indicates, the earthquake input to tall and flexible buildings is rather small when compared with low and stiff

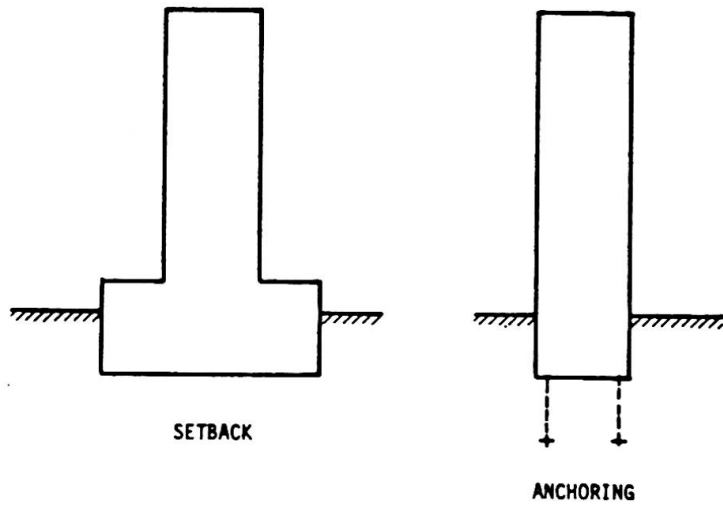


Fig.3

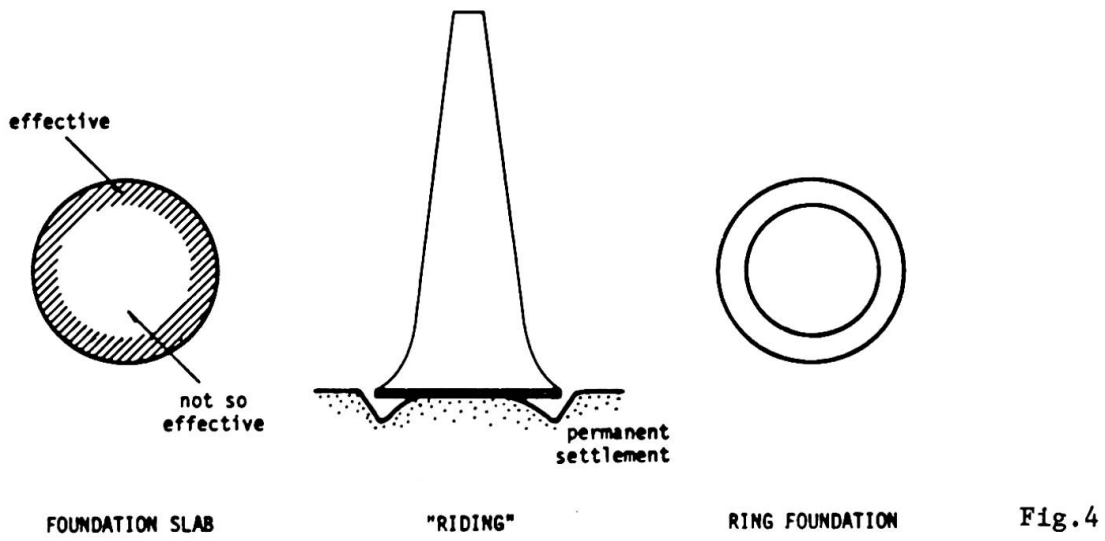


Fig.4

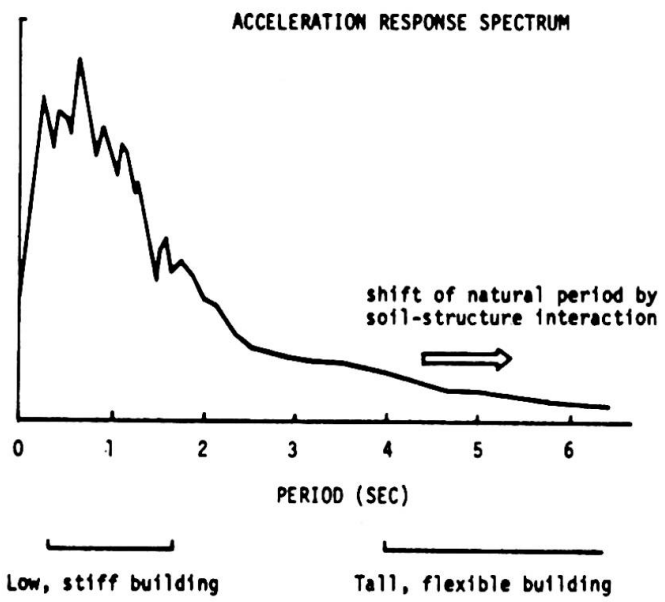


Fig.5

buildings. Moreover, the effect of soil-structure interaction tends to still reduce the input force, although the interaction effect is not important in general for flexible buildings.

In conclusion, there may be several problems in foundation design specific to tall buildings, they will not be of great difficulty to overcome unless soil conditions are extraordinarily unfavorable.

#### REFERENCES

Ohsaki, Y. (1976) : Foundation Structures for Tall Buildings, Introductory Report, 10th Congress, Tokyo, International Association for Bridge and Structural Engineering, pp.175-186

Schlaich, J. & U. Otto (1976) : Zur Gründung hoher Stahlbetontürme, Preliminary Report, 10th Congress, Tokyo, International Association for Bridge and Structural Engineering, pp.349-355

**Foundation Structure of the CN Tower (Toronto)**

Fondation de la tour de télécommunication "CN Tower" (Toronto)

Fundation des Fernmeldeturms "CN Tower" (Toronto)

**BRUNO THÜRLIMANN**  
 Professor of Structural Engineering  
 Swiss Federal Institute of Technology  
 Zurich, Switzerland

1. Description of Structure

The recently completed CN Tower in Toronto (Canada) is the highest free standing structure of the world rising to a height of 550 m (Fig. 1). It consists of a tapered, Y-shaped, multi-cellular concrete shaft up to 447 m and a steel antenna mast of 103 m covered by fiber reinforced plastic cylinders (Fig. 2).

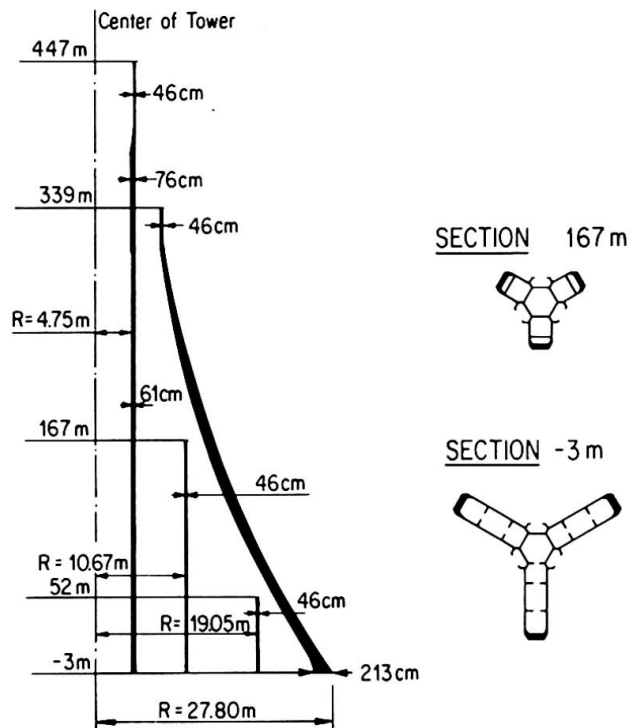
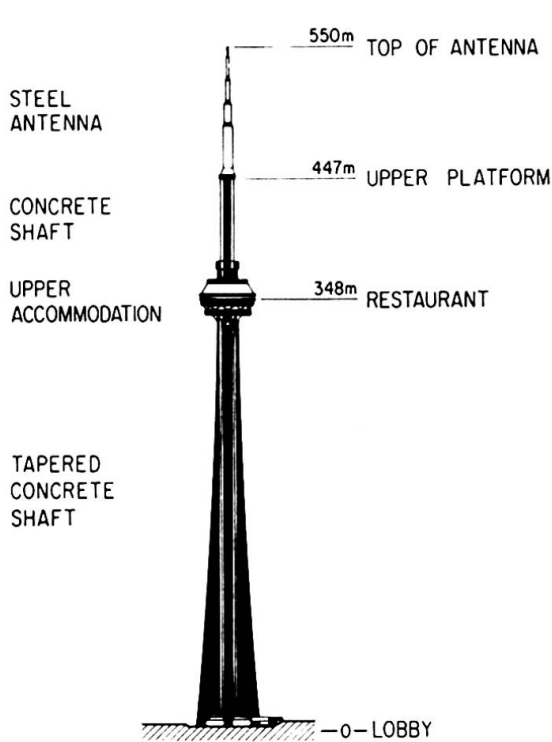


Fig.1: CN Tower, Toronto

Fig.2: Typical Dimensions of Tower Shaft

The tower houses various telecommunication transmission facilities. In addition a restaurant and observation decks at the 348 m level and an upper observation platform at the 447 m level are open to the general public.

The selection of the shape and the cross section of the concrete shaft was influenced not only by statical and architectural considerations. Due to the fact that only three walls, i.e. the outer walls of the three legs are sloping the application of slip forms in casting the entire shaft became possible. Vertical prestressing of the tower resulted in a number of advantages and cost saving:

- No tensile stresses under the 50 year wind.
- About 75% less steel weight for the same strength, cost savings relative to the unit prices of prestressing and ordinary reinforcement.
- Concentrated forces, no splices, less congestions due to reinforcements.
- Great reduction in the quantity of ordinary steel to be placed during the slipping operation of the formwork.

## 2. Foundation Base

The foundation base consists of the Meaford-Dundas shale formation which is typical for the downtown area of Toronto. Some twenty borings and four observation test wells of 76 cm diameter were made, one reaching a depth of 40 m. Under an unconsolidated fill of about 9 m the bedrock comprises a sedimentary sequence of horizontally thinly bedded or laminated shales, calcareous shales and limestones. Some narrow zones of rubble shale, 15 to 45 cm thick occur. Some clay seams up to 1.5 cm thick are also present. These seams together with the presence of vertical cracks in the shales lead to the use of prestressing of the foundation structure as will be explained later on. The ground water level is at a depth of about 6 m.

In the following Table 1 the unconfined compression strength of the rock samples is listed.

	Shale	Calcareous Shale	Limestone
Amount of Sequence			
Unconfined Compression Strength	84 kg/cm <sup>2</sup>	190 kg/cm <sup>2</sup>	1100 to 2000 kg/cm <sup>2</sup>

Table 1: Compression Strength of Rock Base

## 3. Foundation Structure

The foundation structure is shown in Fig. 3. It follows the Y-shape of the tower shaft. The hollow core slab has a thickness of 5.50 m. The live anchors of the prestressing cables of the tower walls are located in these caverns. The prestressing operations for these cables, up to 450 m long, could hence be executed in this protected area without interference of the work on the platform of the slip form.

The outer walls of the three tower legs are inclined with respect to the vertical as illustrated in Fig. 4. The horizontal components of the forces in these walls due to dead load and wind moment produce considerable tensile forces in the foundation slab. Resisting forces can be built up by (1) the reinforcement of the

slab, (2) friction forces between slab and rock and (3) resistance of the rock wall around the perimeter.

It was decided to take up these permanently acting spreading forces by posttensioned cables, Fig. 5. Frictional forces (2) could not be relied upon because of the above mentioned clay seams and high pore water pressures in response to dynamic wind forces. Resisting forces (3) along the perimeter would only be activated after substantial horizontal movements. Hence, in order to prevent vertical cracking of the foundation slab and the tower walls above as well as of the rock layers below prestressing was chosen.

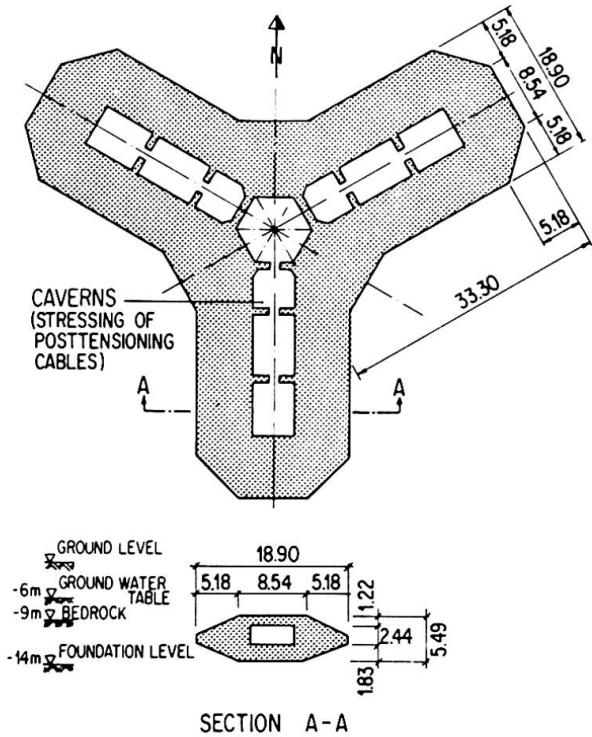


Fig.3: Foundation Slab

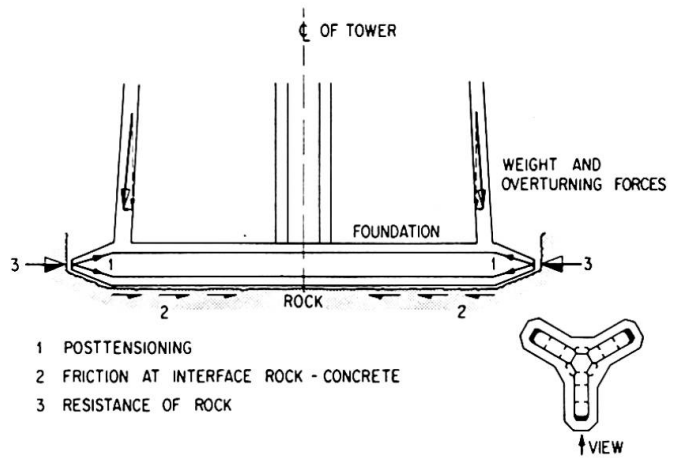


Fig.4: Horizontal Forces on Foundation

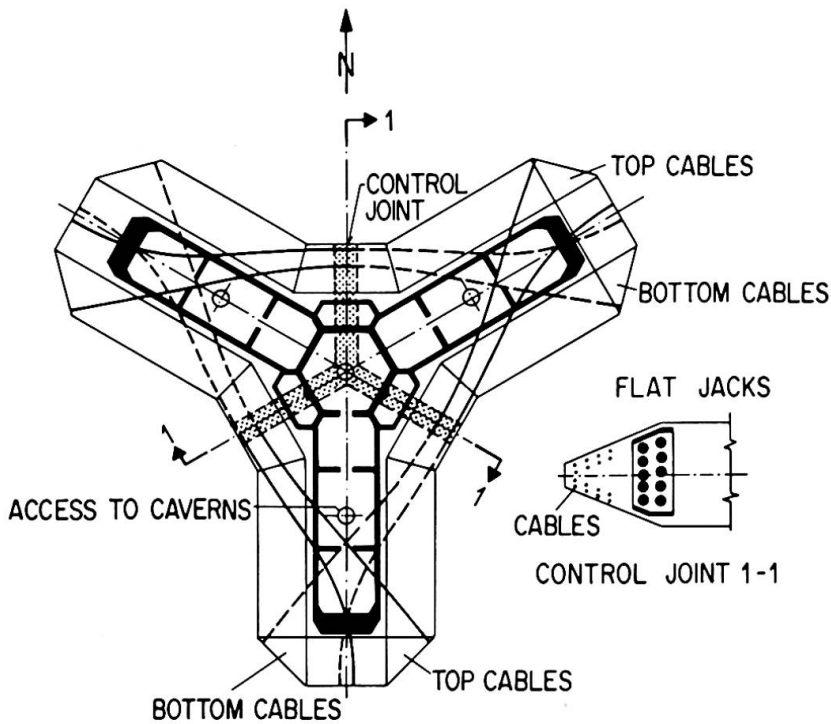


Fig.5: Prestressing of Foundation Slab



Bands of prestressing cables in the arrangement of Fig. 5 were placed running below and above the slab caverns. Control joints 1-1 separated the three legs completely. A sequence for the posttensioning operation was developed such that the outer edges of the three legs remained fixed. In this way vertical cracks in the shale at these critical points and a possible deterioration of its resistance could be avoided. By activating the active anchors at both cable ends and the flat jacks in the control joints in an appropriate sequence this condition could be met. A subsequent analysis of the jack forces showed that the rock base provided practically no frictional resistance as anticipated.

In order to reduce volume changes due to hydration heat and shrinkage a modest dosage of cement of 210 kg per 1 m<sup>3</sup> of concrete was used.

Tapering edges (see cross section Fig. 3) around the foundation slab were selected on the basis of a stress analysis on the interaction between slab and rock. In such a way a considerable reduction of the local shear stresses along the edges was achieved and the possibility of vertical cracking of the shale greatly reduced.

#### 4. Summary of Design Data

The most pertinent results of the analysis of the foundation structure are as follows:

##### Loading

Wind: Predicted extreme mean hourly gradient wind speed, 50 years return period:

$$v_{50} = 167 \text{ km/h}$$

Base Forces, 50 years period:

$$\text{Moment } M_{50} = 4.42 \cdot 10^5 \text{ m} \cdot \text{to}$$

$$\text{Shear } V_{50} = 1800 \text{ to}$$

During the initial design period the exact dimensions and contours of the antenna mast, the upper and lower accommodation levels and other details were not yet fixed. Hence, 25% higher reference values were selected for making the design calculations. This corresponds also to about a 10% increase in the wind speed.

Reference Forces:

$$M_{\text{ref}} = 1.25 M_{50} = 5.52 \cdot 10^5 \text{ m} \cdot \text{to}$$

$$V_{\text{ref}} = 1.25 V_{50} = 2250 \text{ to}$$

##### Foundation Stresses

1. Dead Load + Live Loads + Buoyancy

$$\text{Normal Force } N = 94'800 \text{ to}$$

$$\text{Average Stress } \sigma = 5.5 \text{ kg/cm}^2$$

2. 0.9 (Dead Load + Live Loads + Buoyancy)

Reference Base Moment  $M_{\text{ref}}$

$$N = 85'300 \text{ to}$$

$$M_{\text{ref}} = 5.52 \cdot 10^5 \text{ m} \cdot \text{to}$$

$$\text{Max. Edge Stress } \sigma = 10.5 \text{ kg/cm}^2$$

### Overtuning Moment

In Fig. 6 the conditions are listed. A conservative estimate for the maximum edge stress  $\sigma_{\max} = 84 \text{ kg/cm}^2$  equal to the unconfined compression strength of the shale (Table 1) is used. Assuming a normal force due to 0.9 (Dead Load + Live Loads + Buoyancy),  $N = 85'300 \text{ to}$ , the following value results:

Overtuning Moment:

$$M_{\text{over}} = 1.68 \cdot 10^6 \text{ m}\cdot\text{to}$$

Hence, the safety margin becomes:

$$s = \frac{M_{\text{over}}}{M_{\text{ref}}} \cong 3$$

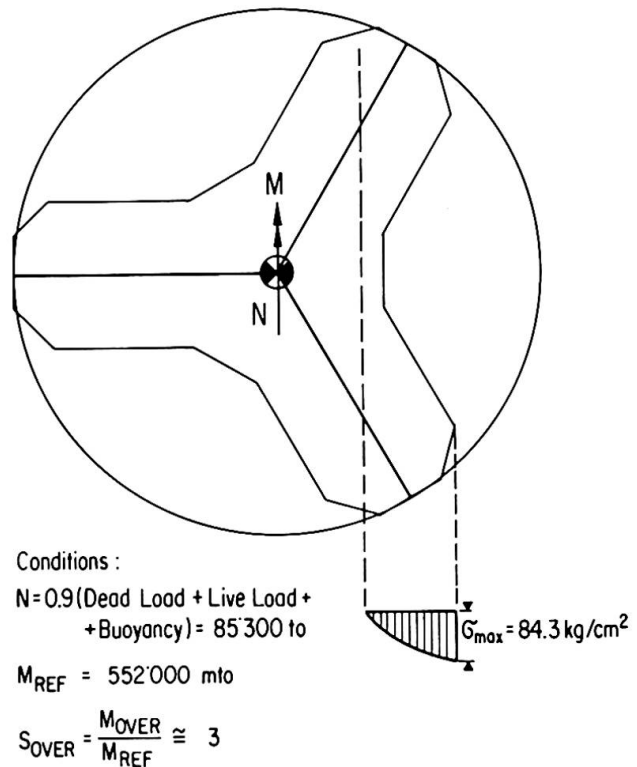


Fig.6: Overtuning Moment

### 5. Acknowledgement

CN Tower Ltd., Toronto, are owners of the structure. The architects were John Andrews and Webb, Zerafa, Menkès, Housden, Toronto. For the structural design and the technical supervision R.R. Nicolet and Associates, Montreal, with F. Knoll in direct charge, were responsible. The Boundary Layer Wind-Tunnel Laboratory, University of Western Ontario, London, Ontario, was charged with the analysis of wind loads. The writer was consultant to CN Tower Ltd. and R.R. Nicolet and Associates and reviewed the structural design. He expresses his sincere appreciation to all parties involved for a most effective and stimulating collaboration.

### 6. Reference

Franz Knoll: "Structural Design Concepts for the Canadian National Tower, Toronto, Canada". Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 2, No. 2, 1975, pp. 123 to 137.

## SUMMARY

The 550 m high CN Tower (447 m concrete shaft, 103 m steel antenna mast) is presently the highest free standing structure of the world. The Y-shaped foundation slab resting on a shale formation is prestressed. The reason for prestressing, the arrangement and stressing of the cables and some pertinent design data are presented.

## RESUME

La "CN Tower", de 550 m de hauteur (la colonne en béton armé mesure 447 m et l'antenne métallique 103 m) est aujourd'hui l'ouvrage le plus haut du monde. La dalle de fondation précontrainte repose sur une couche de schistes argileux. Les raisons en faveur de la précontrainte, la disposition et la tension des câbles ainsi que différents aspects importants du dimensionnement sont présentés.

## ZUSAMMENFASSUNG

Der 550 m hohe CN Tower (447 m Beton-Schaft, 103 m Antenne aus Stahl) ist heute das höchste freistehende Bauwerk der Welt. Die Fundationsplatte in Y-Form ruht auf einer Formation von Schieferstone und ist vorgespannt. Die Gründe für die Vorspannung, die Auslegung und das Spannen der Kabel sowie weitere wichtige Angaben über die Bemessung, werden aufgeführt.

**Der Richtfunkturm des Fernmeldezentrams Arsenal in Wien**

The Radio Link Tower of the Telecommunications Centre Arsenal in Vienna

La tour radiophare du centre des télécommunications "Arsenal", à Vienne

**ROBERT KRAPPENBAUER**

o. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn.

Ingenieur Konsulent

Wien, Österreich

Dieses bedeutende Turmbauwerk wurde im Auftrage der Post- und Telegraphendirektion Wien im Rahmen eines Fernmeldezentrams als größtes Postbauvorhaben Österreichs errichtet. Der entwerfende Architekt war Dr. Kurt Eckel, der Statiker Prof. Dr. Robert Krapfenbauer.

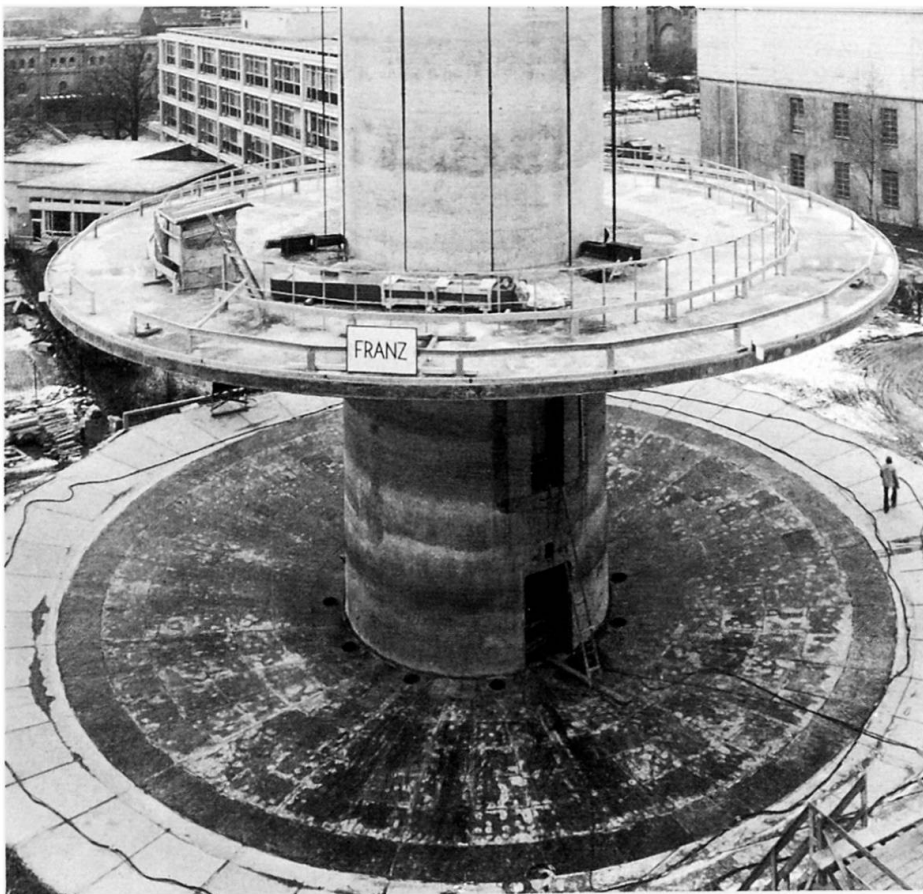
Die gesamte Anlage umfaßt zwei Betriebsgebäude von 12 bzw. 7 Geschossen, verbunden durch einen Verkehrskern, einen Bürotrakt, einen Zwischentrakt und den Richtfunkturm. Die verbaute Fläche beträgt 23.000 m<sup>2</sup>. Der gesamte umbaute Raum beträgt 289.000 m<sup>3</sup>. Das Turmbauwerk aus Stahlbeton hat eine Höhe von 136,6 m mit einer aufgesetzten 18,4 m hohen Stahlanenne, so daß die Gesamthöhe 155 m beträgt.

Der Richtfunkturm des Fernmeldezentralgebäudes Arsenal ist vom Postbetrieb her als hochgradig setzungsempfindliches Bauwerk aufzufassen. Für die Konstruktion des Gesamtbauwerkes war zur sicheren Gewährleistung des Fernmeldebetriebes die Forderung nach einem maximalen Endtangentialwinkel von 0,3 Altgrad ausschlaggebend. Ein nicht unerheblicher Anteil der Endtangentialneigung stammt von der Schrägstellung des Fundamentes unter der Wirkung des Einspannmomentes infolge Windwirkung auf den Turm.

Der Baugrund besteht aus einer im Mittel 4,5 m starken Anschüttung, der 8,5 m starken Arsenalschotterdecke und darunter liegenden tonigen Mittelpannon-Schichten. Aufgrund der Bodenanalyse und der Setzungsberechnungen konnte mit einer mittleren zulässigen Bodenpressung von  $\sigma_m = 5,5 \text{ kg/cm}^2$  gerechnet werden. Die Endsetzungen wurden mit 4 cm ermittelt.

Geophysikalische Untersuchungen ergaben relativ horizontal verlaufende Pannon-Schichten über eine Bruchstafel des Hauptbruches des Wiener Beckens. Das Vorhandensein dieser Bruchstafel weist auf die besonders bebengefährdete Lage des Baugrundes hin, in der Standberechnung mußte mit einer Horizontalbeschleunigung von  $g/40$ , dem fünffachen Mindestwert der österreichischen Normen, gerechnet werden.

Die Gesamtlast von 13.120 Mp ergibt bei einer Aufstandsfläche von  $328 \text{ m}^2$  eine mittlere Bodenpressung von  $4,0 \text{ kp/cm}^2$ . Das maximal auftretende Moment aus der Überlagerung des Windmomentes mit den Momenten aus einseitiger Nutzlast, Bauimperfectionen und Momenten II. Ordnung beträgt 28.500 Mpm und bringt mit der maximalen Vertikallast eine Randpressung von  $7,0 \text{ kg/cm}^2$ . Selbst bei reinem Eigengewicht, ohne Erdauflast auf dem Fundament und maximalem Windangriff entsteht kein Klaffen in der Sohlfuge.



ANHEBEN DER PLATTFORMEN BEIM RICHTFUNKTURM ARSENAL

Der Gründungskörper des Fernmeldeturmes Arsenal besteht aus einer im Grundriß kreisförmigen Bohrpfahlwand und dem eigentlichen Turmfundament aus Stahlbeton B 300 im Inneren der kreiszylindrischen Bohrpfahlwand. Die Fundamentsohle liegt 8 m und die Pfahlspitzen 16 m unter Gelände.

Die Bohrpfahlwand mit einem Innendurchmesser von 21,30 Meter wird aus 90 cm starken, 16 m langen, überschnittenen Bohrpfählen gebildet. Sie diente einerseits als Baugrubenumschließung für die Erstellung des eigentlichen Fundamentkörpers, andererseits wird mit ihr eine 2 Meter starke Störzone in den oberflächennahen Bodenschichten durchfahren, so daß eine Lastübertragung des Turmbauwerkes auf eine 3 Meter starke, annähernd horizontal liegende Schicht des Wiener Tegels erfolgt.



DER RICHTFUNKTURM DES FERNMELDEZENTRUMS WIEN-ARSENAL

Das Fundament selbst wird aus einer 1,20 Meter starken kreisförmigen Sohlplatte, einer 70 cm starken Zylinderschale in Verlängerung des Turmschaftes, einer 65 cm starken, außenliegenden Kegelschale mit einer Neigung der Erzeugenden zu der Horizontalen von  $52,15^\circ$  und einer obenliegenden 80 cm starken horizontalen Abschußscheibe gebildet.

Im Inneren des Fundamentkörpers befindet sich die Putzgrube für die Aufzugsanlage und ein Lagerplatz für Ausgleichsgewichte zur Kompensation einseitiger Nutzlasten auf den Turmplattformen. Der Hohlraum zwischen Kegel- und Zylinderschale ist überdies zu Inspektionszwecken begehbar.

Während des Bauvorganges des Turmbauwerkes und nach dessen Fertigstellung wurden laufend Messungen vorgenommen. Als Gesamtsetzung des Turmbauwerkes ergaben sich nach zwei Jahren Bestand 1,5 cm. Schwingungsmessungen ergaben genau den rechnerisch ermittelten Wert der Grundfrequenz, Messungen der Bewegungen des Turmes bei Windgeschwindigkeiten von 110 km/h ergaben Werte weit unter den vom Postbetrieb festgesetzten Grenzwerten. Es konnte somit nachträglich die Wahl der Fundierung des Fernmeldeturmes in Wien-Arsenal in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht voll bestätigt werden.

Der Turmschaft wurde sodann auf dem Fundamentkörper in Gleitbauweise errichtet. Der Schaft hat einen konstanten Durchmesser von 8,4 m; die Wanddicke wird vom Erdniveau bis zur Spitze in drei Stufen reduziert (von 70 cm über 50 cm bis auf 35 cm). Auf dem Stahlbetonschaft liegt eine Betonplatte von einer Dicke 1,50 bis 1,85 m auf, die den Stahlmast trägt.

Auf dem Turm sind vier scheibenförmige Antennenplattformen sowie ein Betriebsgeschoß in ihrer Mitte angebracht. Zwei der Stahlbetonplattformen haben Durchmesser von je 25,4 m und wiegen je 470 Tonnen, zwei haben Durchmesser von 30,20 m und wiegen je 600 Tonnen. Alle vier Plattformen haben vorgefertigte Versteifungsrippen und einen vorgespannten Umfassungsring an der Außenkante. Der untere Teil der Plattformen besteht aus einer flachen, konischen Schale, die zusammen mit den vorgefertigten inneren Radialrippen und der oberen Deckplatte ein steifes Raumtragwerk bildet. Die Dicke der konischen Schalen liegt zwischen 8 und 9 cm. Die Anordnung der Schalen auf dem Stahlbetonschaft ist



(von unten nach oben) folgende: eine kleinere, eine größere Plattform, das Betriebsgeschoß, eine größere und schließlich oben wieder eine kleinere Plattform.

Das Betriebsgeschoß, genannt Gondel, ist eine Stahlkonstruktion mit Außenverkleidung aus Aluminium-Blech und Glas. Der Durchmesser dieses Geschosses beträgt 35 m.

Sowohl die vier Antennenplattformen als das Betriebsgeschoß wurden auf Erdniveau gegossen und montiert und schließlich mittels der Lift-Slab-Methode auf ihre endgültige Höhe gebracht. Dies war erforderlich infolge der hohen Windgeschwindigkeiten von 75 bis 90 mph an der Turmspitze (100 m), die für eine Herstellung an Ort zu gefährlich gewesen wären.

Der Bauvorgang war folgender:

Für die beiden oberen Plattformen wurden Schalungen angefertigt, die Plattformen hieraufgegossen und gehoben. Als nächstes wurde das Betriebsgeschoß auf provisorischen Stützen in geringer Höhe über dem Erdboden montiert und geliftet. Die Schalungen für die verbleibenden beiden unteren Stahlbetonscheiben blieben zur Wiederverwendung erhalten. Nach dem Hochziehen wurde jede Plattform mittels zwölf stählerner Halterungen am Turm befestigt. Durch die Anwendung der Lift-Slab-Methode konnte die Konstruktionszeit auf drei Jahre beschränkt werden.

#### ZUSAMMENFASSUNG

Der Richtfunkturn des Fernmeldezentrams Arsenal in Wien stellt ein Turmbauwerk von 136,6 m Höhe mit einer aufgesetzten 18,4 m hohen Stahllantenne dar, so dass die Gesamthöhe 155 m beträgt. Der Gründungskörper für den Turm besteht aus einer im Grundriss kreisförmigen Bohrpfahlwand und dem eigentlichen Turmfundament aus Stahlbeton im Innern. Die Fundamentsohle liegt 8 m und die Pfahlspitzen 16 m unter Gelände. Der Turmschaft aus Stahlbeton wurde in Gleitbauweise errichtet; er trägt vier Antennenplattformen aus Stahlbeton und ein Betriebsgeschoss in Stahlkonstruktion. Diese fünf Teile wurden auf Erdniveau hergestellt und im Lift-Slab-Verfahren hochgezogen.

#### SUMMARY

The Radio Link Tower of the Telecommunications Centre "Arsenal" in Vienna is a tower structure of 136,6 m height with a 18,4 m high steel antenna set on it, so that the total height is 155 m. The foundation body for the tower consists of a circular wall of boring piles and the foundation itself of reinforced concrete within this wall. The sole of the foundation is 8 m and the pile ends



lie 16 m below ground-level. The tower shaft of reinforced concrete was built by the sliding construction method; it carries four antenna platforms of reinforced concrete and one equipment pod in steel construction. These five parts were made and assembled on ground level and lifted by means of the lift-slab-method.

#### RESUME

La tour radiophare du centre des télécommunications "Arsenal" à Vienne est une tour de 136,6 m de hauteur avec une antenne métallique de 18,4 m à son sommet de sorte que la hauteur totale est de 155 m. La fondation de la tour consiste en une paroi circulaire formée de pieux, et le corps propre de la fondation à l'intérieur de ce cercle est en béton armé. La base de la fondation est à une profondeur de 8 m, les pointes des pieux à 16 m de profondeur. La tour est en béton armé; elle porte 4 plate-formes en béton armé pour les antennes et un étage de service en construction métallique. Les 5 parties ont été construites au niveau du sol et levées par la méthode "Lift-Slab".