

bulletin

april, 1970

**association of polish engineers in canada
stowarzyszenie techników polskich w kanadzie
association des ingénieurs polonais au canada**

STP

bulletin

FOUNDED 1941

HEAD OFFICE

206 BEVERLEY STREET
TORONTO 2-B, ONT.

BRANCHES:

MONTREAL

5829 SHERBROOKE STREET WEST
MONTREAL 28, QUE.

OTTAWA

P.O. BOX 2324, STATION D.
OTTAWA, ONT.

SARNIA

1562 LORI AVENUE
SARNIA, ONT.

TORONTO

206 BEVERLEY STREET
TORONTO 2-B, ONT.

CONTENTS:

- | | | |
|-------------------------|----|--|
| | 2 | WALTER BILAŃSKI ELECTED FIRST VICE-PRESIDENT OF APEO |
| <i>L. Alejski</i> | 3 | TORONTO-DOMINION CENTRE AND NOTES ON DESIGN OF HIGH RISE STEEL BUILDINGS |
| <i>Z. Czerniakowski</i> | 23 | PREFABRYKACJA W BUDOWNICTWIE POLSKIM |
| | 30 | NEWS OF MEMBERS |
| | 31 | KRONIKA STP |
| | 32 | NOWE KSIĄŻKI |

Published by:

THE ASSOCIATION OF POLISH ENGINEERS IN CANADA, INC.
206 Beverley Street - Toronto 2-B, Ontario

Printed by: Polish Alliance Press Ltd.,
1475 Queen St. W., Toronto 3, Ont.

THE ASSOCIATION
OF POLISH ENGINEERS
IN CANADA
INCORPORATED 1944

BOARD OF DIRECTORS

President:

S. T. ORŁOWSKI

Vice-President:

L. W. SKONIECZNY

Secretary:

L. ALEJSKI

Treasurer:

Z. GRUDZIŃSKI

Directors:

W. CZERWIŃSKI

C. W. LIEBERT

EDITORIAL COMMITTEE

Chairman:

L. W. SKONIECZNY

Members:

T. POZNAŃSKI

DR. Z. PRZYGODA

The Association is not responsible
for any statements made or opinions
expressed in this Publication.

WALTER BILANSKI ELECTED FIRST VICE-PRESIDENT OF APEO

Prof. Walter Bilanski, M.Sc., Ph.D., has been elected first Vice-President of the Association of Professional Engineers of Ontario. He was nominated by the membership at large and successfully competed against two other candidates.

Prof. Bilanski was born in Poland in 1927, where he received his primary education. He came to Canada in 1935, graduated from the University of Toronto in 1952, and obtained his M.Ss. (Eng.) and Ph.D. (Eng.) from Michigan State University in 1954 and 1956 respectively.

He is at present a full professor at the University of Guelph, teaching as well as conducting and supervising research in Agricultural Machinery and Physical Properties of Biological Material at both the graduate and undergraduate levels.

Prof. Bilanski is a Fellow of the American Association for the Advancement of Science and a member of the following professional societies:

Agricultural Institute of Canada
American Society for Engineering Education
American Society of Agricultural Engineers
Association of Polish Engineers in Canada
Canadian Association of University Teachers
Canadian Society of Agricultural Engineers
Engineering Institute of Canada.

A message from Prof. Bilanski to the members of the Association of Polish Engineers in Canada.

DEAR COLLEAGUES,

POLISH ENGINEERS, ONE OF THE LARGEST ORGANIZED ETHNIC GROUPS IN CANADA, HAVE MADE AND WILL CONTINUE TO MAKE CONTRIBUTIONS IN THE TECHNOLOGICAL AND SCIENTIFIC ASPECTS OF OUR SOCIETY. GROUPS SUCH AS THIS PROVIDE NOT ONLY A FORUM FOR TECHNOLOGICAL AND SCIENTIFIC EXCHANGE BUT ALSO A SOCIAL CENTRE.

IN THE TRADITION OF SIR CASIMIR GZOWSKI, POLISH ENGINEERS WILL CONTINUE TO CONTRIBUTE TO THE GROWTH AND DEVELOPMENT OF CANADA. TO THIS END, WE MUST KEEP OUR YOUTH INFORMED AND INSPIRED.

I WOULD LIKE TO URGE POLISH ENGINEERS TO BECOME MORE INTERESTED IN THEIR PROVINCIAL PROFESSIONAL ENGINEERING ASSOCIATION ACTIVITIES ALSO. SUPPORT YOUR LOCAL CHAPTERS, PARTICIPATE ON COMMITTEES. MAKE YOUR VOICES HEARD.

WALTER K. BILANSKI, P. ENG.

TORONTO-DOMINION CENTRE AND NOTES ON DESIGN OF HIGH RISE STEEL BUILDINGS

by L. ALEJSKI, P.Eng.

PART II

RECENT RESEARCH ON WIND FORCES ON TALL BUILDINGS*)

Tall buildings rising above the average roof level of neighbouring structures receive the full force of the wind over most of their height, and a qualitative estimate of that force has been a topic of considerable interest to structural engineers since the number of tall buildings started to grow at an ever increasing rate.

How hard does the wind blow? This question in all its puzzling aspects in reference to the design of "skyscrapers" confronts the engineer at the very beginning of the wind analysis. Experiments to relate wind speed to wind loading date back to Galileo and Newton and are continuing at the present time.

The familiar equation

$$p = .0027 C V^2 \quad (1)$$

Derived from

$$p = \frac{C_w V^2}{2g} \quad (2)$$

is the result of the efforts of the early investigators who have wrestled with the subject and attempted a solution to the problem.

The equation (1) forms the basis of the traditional static approach to wind loading, which has been generally used for the design of all types of structures. The two parameters of this equation are a constant C — pressure or shape factor and V — wind velocity.

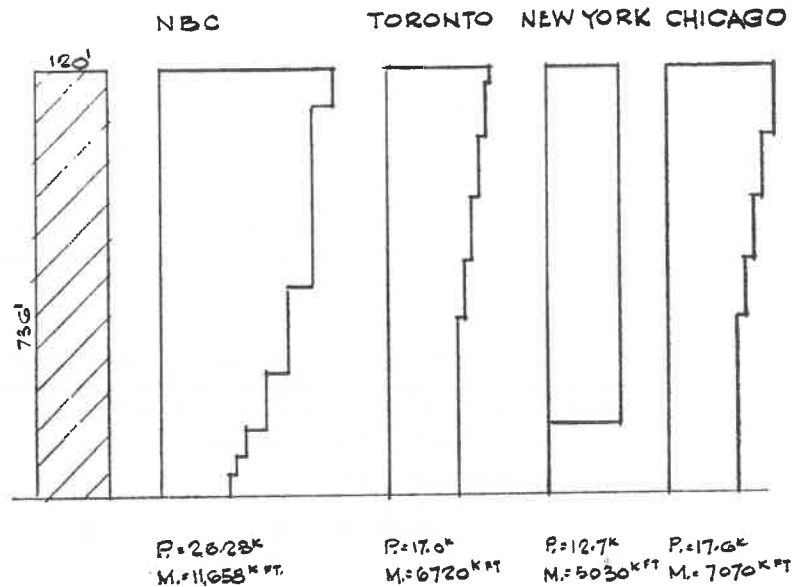
The relationship between velocity pressure and actual pressure on a building was recognised as an analogy with hydraulic flows, but was limited to basic shapes either sharp edged or streamlined and interpolated inbetween or completely ignored.

In the fifties, wind tunnel research on different building shapes resulted in the shape factor tables like those published in the Swiss Wind Load Standards and later adopted for NBC 1961.

Wind velocities used in the design have been variously determined from maximum gust speeds 3 seconds in duration as used in the NBC, or average wind speeds measured over a minute, used in the United States, or even over 10 minutes as recommended by some European codes.

*) For PART I — "Description of the Toronto-Dominion Centre Complex" — see BULLETIN, Vol. XXIII, March 1968, No 1.

Interpretation of these two parameters in the different codes was producing startling results. Figure 1 shows past (1964) wind loading requirements of the cities having practically the same wind history. Obviously some of these requirements represented simplified umbrella loadings not adequate for high rise buildings. They were either so severe that they made design of tall buildings economically unfeasible or so liberal that the safety of structure designed by it could be challenged.



SOME WIND REQUIREMENTS IN 1964

FIG. 1

Question rises why buildings designed to such low pressures as those of New York did not fail in high winds.

The old generation of high rise buildings, with few exceptions, were buildings 300 - 400 feet in height, of ordinary proportions with height to base ratio of 3 or perhaps 4. These sturdy steel skeleton buildings had reinforced concrete slabs or joists with tile fillers for floor decks, and solid masonry with punched windows for cladding. The wind bracing details were carefully thought out and incorporated consistently in the design. The fairly deep gusset connections of built-up spandrel beams to the faces of box wall columns and knee braces were largely standard practice, with fully braced frames worked into the design around the service openings.

The latest structural and architectural developments are leading to a new generation of structures which respond to wind in a manner different to their predecessors. The buildings are higher and have different aerodynamic characteristics. Masonry enclosing of skyscrapers gave way to all kinds of curtain walls when New York's Lever House, a green slab rising sheer above its glass base, startled architects and engineers into an awareness of materials other than stone and brick for the cladding of a skyscraper. In addition, use of lightweight concrete on steel deck floor systems and metal stud movable partitions combined to reduce the average density of tall buildings from more than 25 lb./cu.ft. to less than 10 lb./cu.ft.

Structurally, the development of higher strength steels and connectors, including improved welding techniques, has replaced the multi-plated beams, columns and bracing with monolithic shapes, and welded-up members and complete frames.

Thus the stiffness of buildings and their capacity to dissipate the swaying energy or damping has decreased to minimum. And last but not least, the new opportunities for structural design optimisation are being afforded by the application of the computers.

Each of these developments is enough to change a structure's response to wind. Together they give rise to the urgent need for design procedures for wind loading, which are able to adjust to these radical changes in the basic structural properties of stiffness, strength, mass, damping and aerodynamic shape.

In order to develop an approach for the design of tall buildings against the wind, it is necessary to understand the character of the wind and the factors which influence its action on buildings.

Wind can be thought of as a motion of the atmosphere compounded of air movements of a wide range of scales. On a very large scale, there are seasonal fluctuations in the wind. On a scale comparable with the weather maps, there are fluctuations identified by the patterns of isobars or lines of equal barometric pressure across the country. For analytical purposes, these fluctuations are referred to as changes in the mean velocity. On a still smaller scale, there are fluctuations which can be best observed on high speed anemometer records. Fluctuations of this type are called gusts.

The motion of atmosphere is caused primarily by solar radiation which generates temperature differences. The temperature differences are responsible for atmospheric pressure gradients which rise over the earth in an ever changing pattern. Other forces acting upon the atmosphere are: the deflecting component due to the earth's rotation — Coriolis force, and centrifugal force due to curvature of the isobars. Under the action of these forces, the free air in the atmosphere accelerates and produces a motion unaffected by friction near the surface, parallel to the isobars and defined by the equation —

$$\frac{dn}{dn} = \rho (2V\omega \sin \lambda + \frac{V^2}{R}) \quad (3)$$

The equation (3) can be expanded binomially to give in a simplified form an expression —

$$V_G = \frac{\frac{dp}{dn}}{2\rho\omega \sin \lambda} \quad (4)$$

where V_G is a gradient wind velocity, or the velocity of the free air attainable only at a height of 1000 feet or more above the ground level.

Gradient velocity can be estimated directly from the isobar charts. In applying the equation (4) to a situation over Toronto on a very windy day, the perusal of charts indicates the spacing of isobars to be 30 miles. At Toronto the latitude $\lambda = 43^{\circ}21'$ and the appropriate values that should be substituted in equation (4) are:

$$\rho = \text{Air Density} = .0024 \text{ slugs/cu.ft.}$$

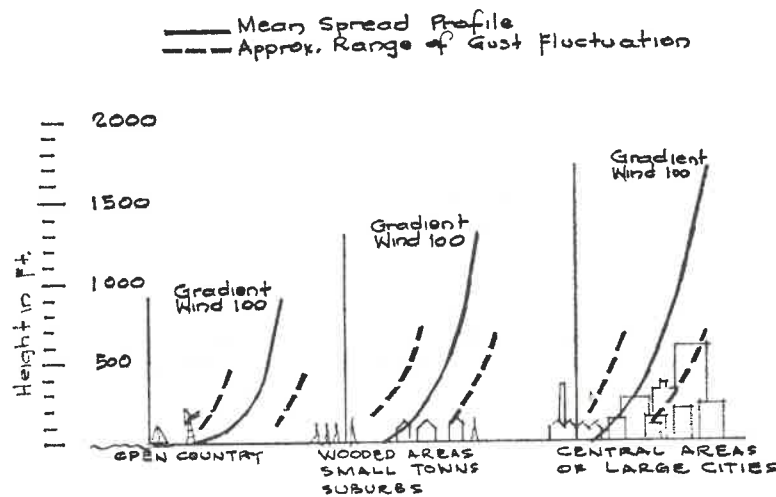
$$\frac{dp}{dn} = \frac{1}{30} \text{ mb/mile} = \frac{2.06}{30 \times 5280} = .13 \times 10^{-4} \text{ lb/cu.ft.}$$

$$\omega = \text{Rotational Speed of Earth} = .279 \times 10^{-4} \text{ rad/sec}$$

Solving the equation, the gradient speed for this particular day happens to be 97 MPH.

Whenever the wind touches the stationary earth surfaces, friction (viscosity) retards its velocity to zero. Above the ground in a layer of up to several hundred feet thick, the wind velocity increases from zero to the free or gradient wind velocity.

This layer of retarded flow is called a boundary layer, and the change of its velocity with height above ground is known as a boundary layer velocity profile. The thickness of a boundary layer and the shape of its profile changes with the surface roughness. Surface roughness is lowest in the open country and highest in the built-up areas.



PROFILES OF WIND SPEED OVER TERRAINS OF DIFFERING ROUGHNESS

FIG. 2

Figure 2 suggests typical mean velocity profiles for a nominal gradient wind speed of 100 MPH. Analytically the profiles of wind velocities can be expressed by a power law of the type

$$V_H = H^\alpha \quad (5)$$

To establish a velocity at any height above the ground level within the boundary layer in relationship to gradient velocity and height, the expression

$$V_H = V_G \left(\frac{H}{H_G} \right)^\alpha \quad (6)$$

is used. The corresponding values, including surface drag coefficient, are shown in Table 1.

| Terrain | Gradient Height H_G - ft. | Power law Exponent α | Surface Drag Coefficient k |
|---------------------------|-----------------------------|-----------------------------|------------------------------|
| Open grassland, Lake | 900 | .16 | .005 |
| Forest and suburban areas | 1,300 | .28 | .015 |
| City Centres | 1,700 | .40 | .050 |

Table 1

High rise building in a city can be subjected to different wind exposures depending on land coverage. Some indications of this can be deduced from Figure 3, which relates the ratios of wind speed at the CBC Tower at 400 feet to those of two Toronto Airports. The data plotted on the graph shows that the wind speed at the surface of Toronto Island Airport (lake exposure) is roughly equal to that at 400 feet in the city for south and south-west directions, with ratios from other directions varying between .8 and 1.4.

So, winds vary with location and height above the ground level. They also vary in speed (strength), direction, in time, and with seasons. As winds vary, so vary the wind effects. They can be of quite diverse nature. In wind load design of high rise buildings, the structural engineer is most generally concerned with the strongest wind or rather its effect, which can occur at least once during the anticipated life time of the building. The changes are essentially random in nature and a statistical approach is needed to reduce the wind information to some manageable form. Several statistical properties describing the mean wind are of value in structural engineering design. The overall distribution of wind speed not taking direction into account, generally follows the Raleigh distribution curve (Fig. 4).

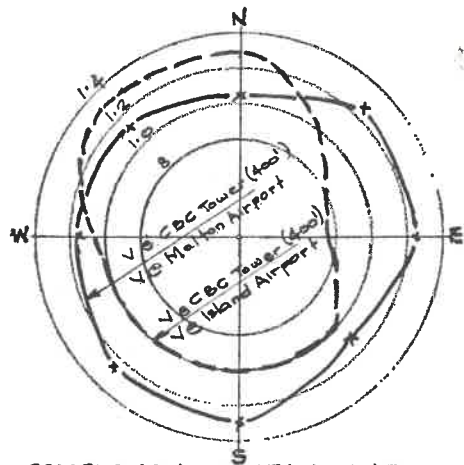
From this curve the total proportions of time, during which the mean velocity is in excess of certain values, can be determined. Complementing the above curve, is a rosette of probability distribution of wind velocity. The actual probability distribution of mean wind at Commerce Court site in Toronto is shown on Figure 5, indicating the expected strongest winds from the south-west and weakest from the south-east.

The third statistical property of use and perhaps the most important in the design is the extreme value distribution of annual maximum mean wind speeds (Figure 6). This type of distribution enables the estimate of the average recurrence interval of very strong wind speeds to be ascertained. Two parameters in this distribution are important, the mode U and the dispersion velocity $1/a$. Values for the major Canadian stations were computed by the Division of Building Research, National Research Council in Ottawa, and are available. For Toronto the corresponding values are:

| | | | |
|----------------|-----------|----------------|-----------------|
| Malton | $H = 55'$ | $U = 42.0$ MPH | $1/a = 5.7$ MPH |
| Toronto Island | $H = 85'$ | $U = 40.4$ MPH | $1/a = 5.3$ MPH |

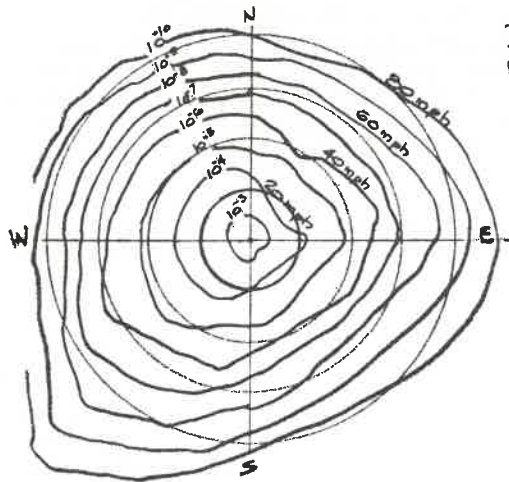
Knowing these parameters, the extreme mean wind speed expected on average every R years can be determined from the equation:

$$V_{(R)} = U + 1/a \log R \quad (7)$$



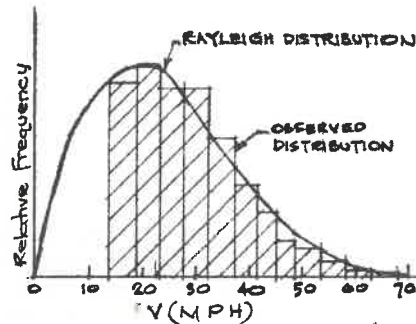
COMPARISON OF MEAN WIND SPEED RATIOS FOR TORONTO CAN.

FIG. 3



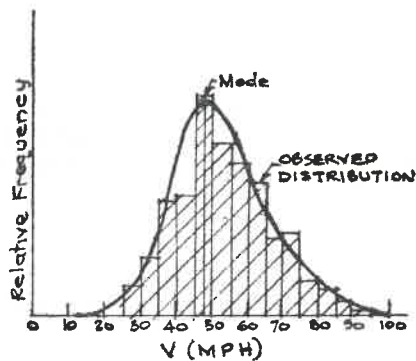
PROBABILITY DISTRIBUTION OF WIND VELOCITY ADJUSTED TO GRADIENT HEIGHT AT C.I.B.C. SITE

FIG. 5



RAYLEIGH DISTRIBUTION OF WIND SPEEDS

FIG. 4



COMPARISON OF OBSERVED DISTRIBUTION OF MAXIMUM ANNUAL WIND

FIG. 6

The data from Toronto reduced to 30 feet above ground level are plotted in Figure 7.

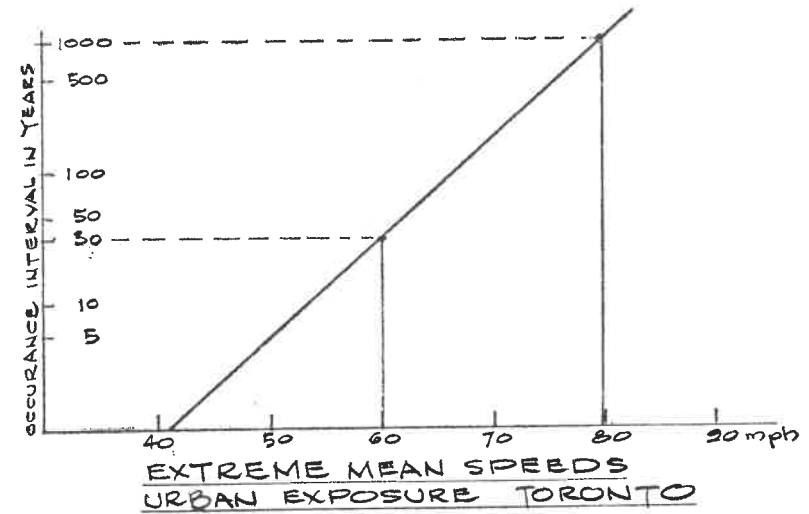


FIG. 7

Figure 8 shows a typical record of wind velocity obtained from instruments mounted on a 500 foot high mast. This record registers the characteristics of the mean wind just described. It also shows the fluctuations occurring about this mean value. The fluctuations are gusts.

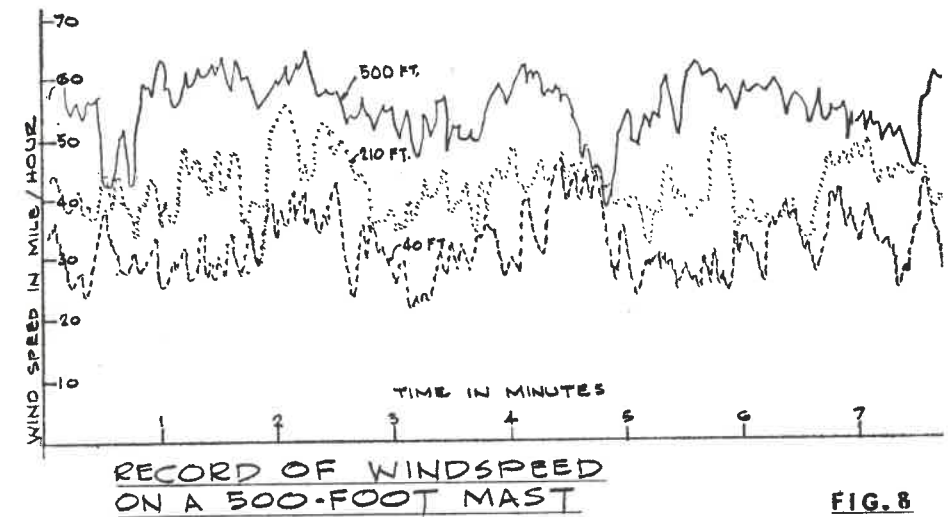


FIG. 8

It may be deduced that a structure exposed to a wind so recorded will experience a steady force associated with mean wind and fluctuating forces associated principally with gusts. The fluctuating components range from low frequency forces which are

caused by large gusts capable of completely enveloping the structure to small gusts producing higher frequency forces which are rather random and which affect only local areas of the structure.

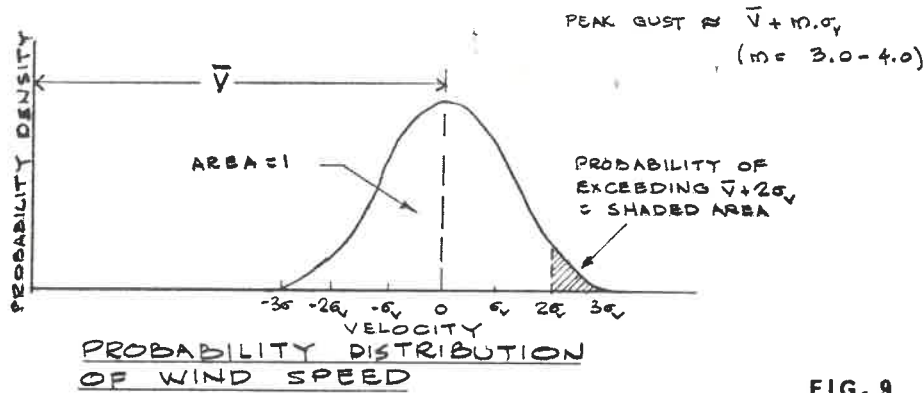


FIG. 9

The character of velocity fluctuations in turbulence or gusts can be again most conveniently expressed in statistical terms. Figure 9 shows a typical probability distribution of wind speed which follows the Gaussian equation:

$$P(V') = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_v} e^{-\frac{V'^2}{2\sigma_v^2}} \quad (8)$$

characterised by the standard deviation σ_v reflecting the variability of the wind. Standard deviation in case of wind is the variability of distribution around the mean wind: the square root of the arithmetic mean of the squares of the deviations subtracted from the arithmetic mean. In such a distribution probability of exceeding

$$\bar{V} + \sigma_v = 15.9\%, \quad \bar{V} + 2\sigma_v = 2.8\%, \quad \text{and} \quad \bar{V} + 3\sigma_v = .1\%.$$

The turbulences in wind are exchanges of energy best expressed in terms of power spectra of turbulence. A spectrum is a representation of frequency-wise distribution of the energy of the fluctuations in the wind and can be computed through a Fourier analysis of a sample wind record. However, because of the amount of computing, required spectra are in practice obtained by applying a voltage proportional to fluctuating velocities to a narrow band filter of chosen frequency and feeding the filtered signal to a power measuring watt meter. In relation to a structure, a spectrum is a measure of a pulsating force causing dynamic response of the structure. The plot of the power spectrum for the various selected frequencies is shown in Figure 10. Energy on the plot appears to be distributed into two humps separated by a distinctive gap centred between 1 and 2 cycles/hour, indicating that a sample taken over that period provides fairly stable mean values. The low cycle energy is centred at a period of approximately 4 days, corresponding to movements of large scale pressure systems. The high cycle energy is proportional to the square of the average wind speed and can be represented by the universal function of the type:

$$\frac{n}{k} \frac{S_n}{V^2} = f\left(\frac{nL}{V}\right) \quad (9)$$

where k is the surface drag coefficient having values shown in Table 1. There is a 10 to 1 ratio between the surface drag coefficients in a rough urban area and that in an open unobstructed terrain. Thus, though the mean wind speeds are lower over a city, the turbulences in the air or gusts are significantly greater. (Figure 11)

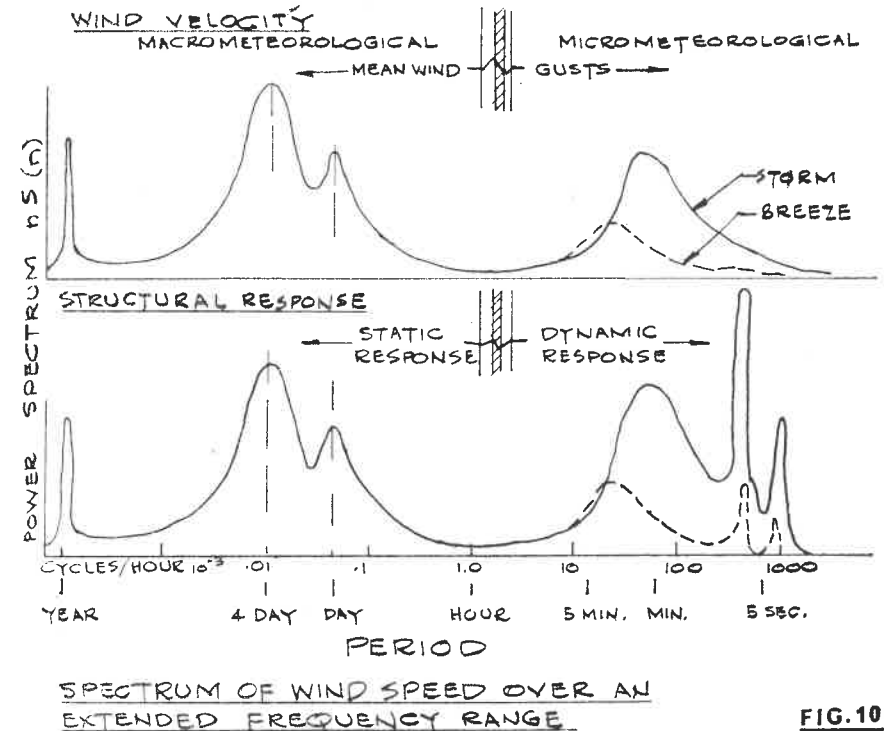


FIG. 10

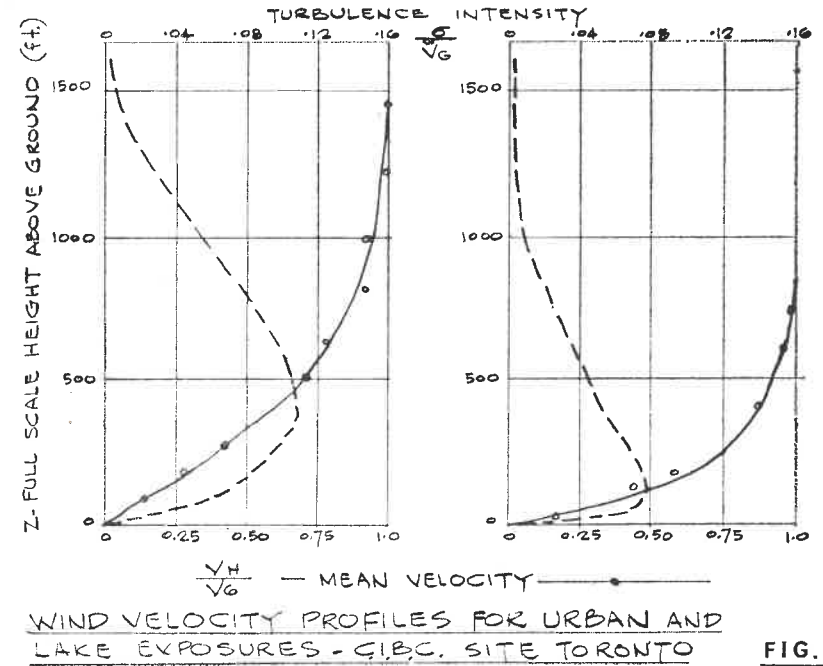


FIG. 11

The mean square fluctuation is a measure of the total power of the turbulence and is related to the spectrum by the equation: —

$$\sigma^2 = \int S(n) dn \quad (10)$$

from which the intensity of turbulence at height H can be obtained:

$$\frac{\sigma}{V_H} = 2.45 \sqrt{k} \left(\frac{H}{33}\right)^{-\alpha} \quad (11)$$

If the probability distribution, power spectra and standard deviations or RMS values are known, all of the turbulence properties significant from the viewpoint of wind loading can be defined.

Wind possesses power or energy by virtue of the velocity and mass of the moving air. If a high rise building is placed in the path of the wind, then all of the kinetic energy of each filament of moving air is transformed into the potential energy of pressure. This pressure tends to deflect the building towards some mean position. However, as it was shown previously, the air never flows with a perfectly smooth and streamlined motion, but always with horizontal and vertical fluctuations which, when sudden and relatively brief, are called gusts. Buffeting of the building by gusts induces continuous swaying motion with an amplitude which may be as large or even bigger than the steady deflections.

In addition to gusts, a high rise building in the centre of a city in particular is being constantly buffeted by turbulences and vortices shed by the structure itself, by wakes from other structures, and is subjected to a phenomenon known as aerodynamic damping, associated with small angular changes in wind direction due to the motion of the building. These turbulences are perhaps less organized in horizontal planes than gusts and in effect they produce a swaying of the building normal to the wind. Hence, a high rise building buffeted by wind turbulences is swaying in two directions perpendicular to each other. In the direction of the wind, the building is vibrating about its deflected axis and in the direction normal to the wind, the building is vibrating about its vertical axis.

The amplitude and period of swaying or vibrations depends on the physical and mechanical properties of the building. Each level of a vibrating building is being continuously accelerated or decelerated.

To bring a building to rest at its extremity, floors have to be retarded requiring a force equal to the mass of the building multiplied by this retardation. This force must be supplied by the shear force in columns and bracing. Thus, at any instant the lateral force in the bracing system of a high rise building is:

$$\text{Shear Force} = \text{Wind Pressure} \times \text{Area} + \frac{\text{Weight}}{g} \times \text{Acceleration}; \quad (12)$$

The first part of the expression (12) represents static wind loading on a building due to wind pressure as defined by the equation (1). The second part of same expression gives the dynamic effect of the wind turbulences on a building which can be best described by an equation of motion. For linearly damped systems, like a high rise building, such an equation has a form:

$$\frac{W}{g} \ddot{x} + C\dot{x} + Kx = F(t) \quad (13)$$

where CX is damping, KX a restoring force proportional to the stiffness of the building and F(t) is an external random excitation integrated in some time interval.

To solve this equation, a manageable form of F(t) must be chosen and this could be achieved either by fitting the Fourier series or the power spectrum into the equation. The solution to an equation thus formed is a response of the structure or its amplitude of vibrations in terms of its mass, stiffness and aerodynamic properties.

A theoretical approach to the problem can be made by assuming that —

- (1) the response of a high rise building can be analysed in terms of its fundamental mode.
- (2) the building is slender (ratios of height to base 4-1 and up).
- (3) turbulence spectra are invariant with height.

The procedure is to derive statistical properties of the "output" quantities, namely deflection from the given "input" which, of course, refers to the wind speed. The conversion is accomplished by expressing the density of variance of the wind speed as a function of frequency i.e. an input spectrum. From the velocity spectrum, the force spectrum is found through the aerodynamic admittance which is a function of turbulence excitation.

To find response of the structure to the force spectrum it is necessary to know the mechanical admittance which is defined by the natural frequency, stiffness and damping of the structure. The result is the output spectrum or the density of the variance of the response given by the total variance, the square root of which is the standard deviation.

$$\sigma = \sqrt{\frac{1}{4\delta} \cdot \frac{1}{k} n S(n)} \quad (14)$$

Knowing the standard deviation of RMS of response the expected maximum amplitude of the vibrations can be obtained through the probability distribution of the maxima

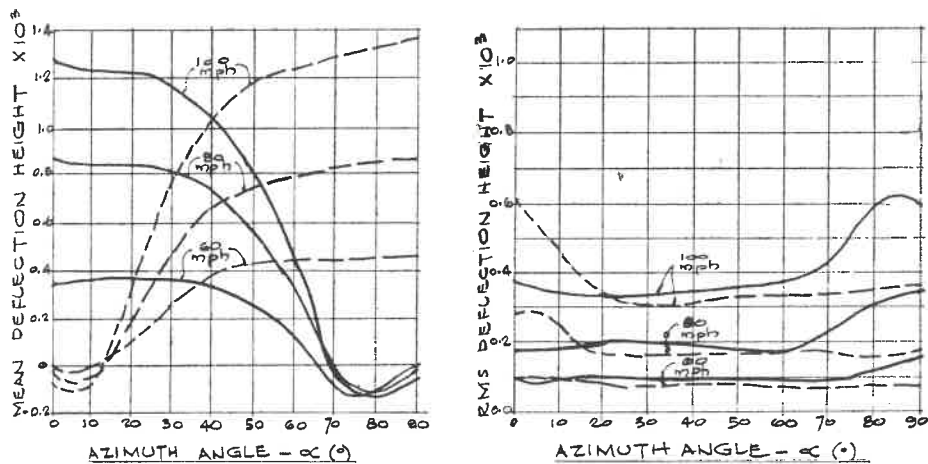
$$\frac{\bar{x}_{max}}{\sigma} = \sqrt{2 \log \nu T} + \frac{0.577}{\sqrt{2 \log \nu T}} = m \quad (15)$$

Then the maximum deflection can be determined from the relation

$$x_{max} = \bar{x} + m\sigma \quad \text{where } 3 < m < 4 \quad (16)$$

Figures 12 - 14 inclusive show quantitative relationships between mean, maximum and RMS values of response. The deflection of the structure is related to the load intensity or wind pressure through its stiffness. Since the mode of a vibrating building is known (i. e. approximately rectilinear) and the mass distribution is assumed uniform, the amplitude of vibrations is proportional to its height. It follows that the distribution of dynamic loading corresponds to a uniform increase with height as well. Loading produced by mean wind pressure varies with height according to a power law, but being weighted about 1 to 2 towards dynamic loading, when superimposed on it, differs only slightly from a straight line distribution. Hence the effective total wind pressure can be assumed as varying linearly with height.

To facilitate the application of new and more sophisticated approaches to the dynamic design of tall buildings, a simplified design method has been evolved through the use of the gust factor, which will be included in the NBC 1970. Using this method, the determination of wind load will involve a choice of a reference wind speed with a suitable small annual probability of exceedance and modification of the equation (1) with two additional factors. The new factors are Ce, the exposure factor, which is a



TYPICAL AEROLASTIC RESPONSE OF A 50 STORY RECTANGULAR STRUCTURE

FIG. 12

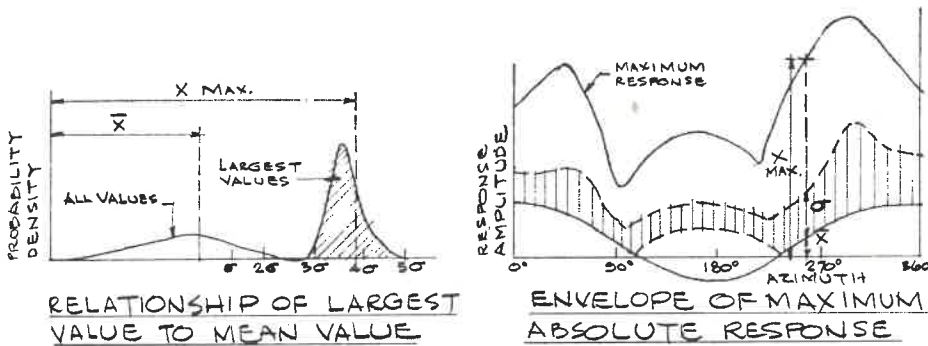


FIG. 13

FIG. 14

generalization of the former height coefficient in which provisions were made for three different types of the terrain and C_g , the previously mentioned gust factor. The gust factor is given by the relationship

$$C_g = 1 + m r \sqrt{B+R} \quad (17)$$

where $r \sqrt{B+R}$ is a modified RMS value of the pressure. The three parameters of the RMS value are —

- r — a roughness factor depending on the nature of the terrain and the height of the structure,
- B — the excitation due to the background turbulence,
- R — the excitation due to turbulence resonant with the structure.

The functions defined by these parameters have been worked out and will be given in graphical form in the NBC 1970.

The suitability of the gust factor approach to the wind analysis appears to be reasonably well established and confirmed by the few tests and can be safely applied to tall buildings with a moderate height of 30 - 40 floors. The most serious limitation of the gust factor method is that it is unable at present to make satisfactory estimates of the lateral excitation and furthermore, it is most suitable to structures which respond principally in the fundamental mode of vibrations.

For important structures of unusual shape and height, wind tunnel tests on models of buildings, utilizing the experience gained from measurements on existing structures during strong winds, seem to be the answer.

The results of the wind tunnel tests on many simple building shapes were reported during the thirties. In those tests, small scale models were exposed to a low turbulence flow in which the wind speed did not vary with the height. The results, when compared with full scale measurements, were disappointing and comparison of the wind effects on the models, and with those on the corresponding buildings, showed that the natural wind movements were not at all like those in the wind tunnel.

The effort was made to model the natural wind flow in tunnels and this was achieved with the advent of the Boundary Layer Wind Tunnel. In such a tunnel, the floor is covered with surface roughness ranging from a carpet to wooden blocks up to 4" high, to permit simulation of natural wind over the terrains, extending from open country to built-up urban areas. The long approach allows the natural growth of the boundary layer, as shown over two typical roughness surfaces in Figure 15 with the maximum air speed of 50 ft./sec.

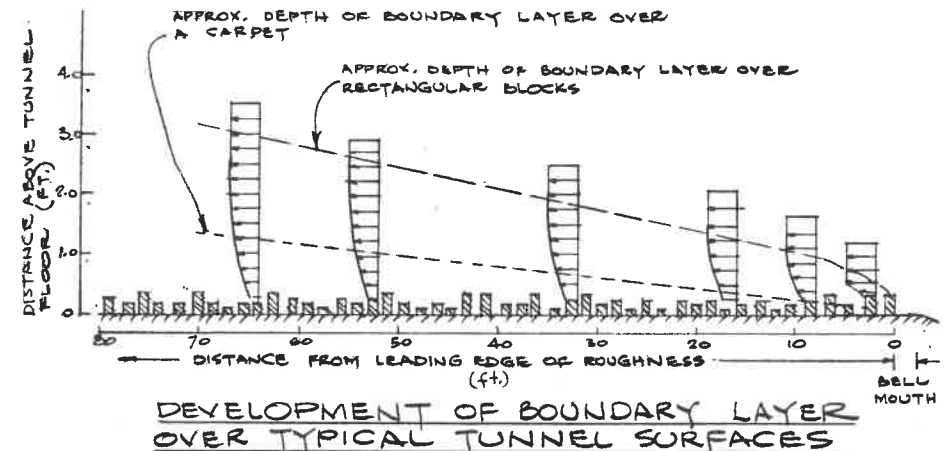
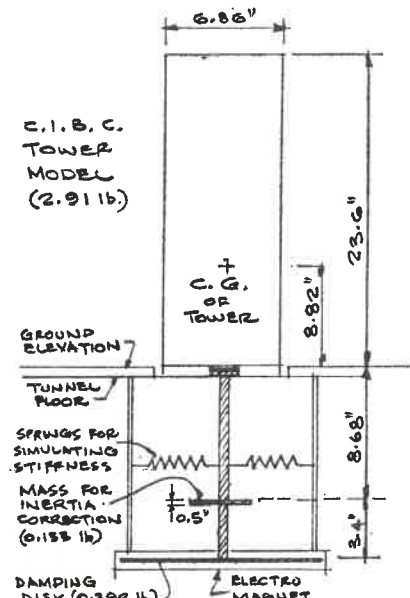
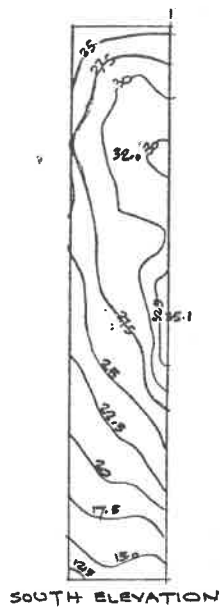


FIG. 15

A building in such a tunnel is tested in 3 phases. In the first phase, a topographical model is constructed generally from an aerial photograph with the scale of 1-1800 for a radius of 3 miles. The purpose of this phase is to establish the influence of local topography on the mean velocity profile, the turbulence structure, and to establish a relationship between the properties of wind at the building site and those at the nearest anemometer station. In the second phase an aerolastic semi-rigid model, spring mounted on an inertia turn-table, properly scaled with respect to its size (1-400), mass, stiffness and damping (electrical) is tested. The deflections of the model are translated into electrical signals by strain gauging the spring mounting. (Fig. 16)



SKETCH SHOWING THE IMPORTANT COMPONENTS OF THE 1:400 AEROLASTIC MODEL
FIG. 16



ENVELOPE OF MAX. PRESSURES (PSF) ON C.I.B.C. TOWER FOR A 50 YEAR RETURN PERIOD
FIG. 17

Mean values of response are then measured by integrating the signal, using a digital integrating voltmeter. The output punched onto cards gives directly the mean and RMS values of response about both the axis and response spectra. On a rigid model, fitted with the piezometric tubes, mean and fluctuating pressures are measured. Some general features of the maximum pressure distribution on the exterior of the model of the CIBC building are presented in Figure 17. Measurements of pressure fluctuations are useful in the design of cladding and glass areas and provide an independent check on aerolastic testing.

Supplementary tests, like air flow studies, help to determine localities of high wind speed at the pedestrian level in plazas and lobbies, evaluate heliports on roofs and describe dispersion patterns for exhaust ducts.

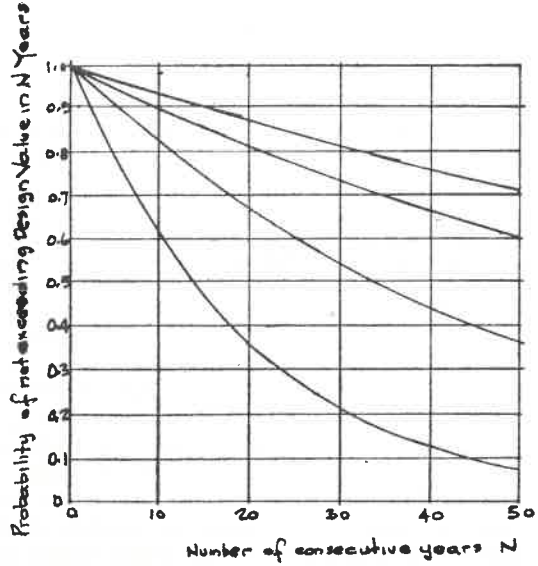
At this stage of the investigations, the criteria for the design of the high rise buildings should be established. Reference to the governing local code and codes from other localities in Canada and abroad is not of much help. The stipulations concerning wind in existing building codes are primarily for buildings of low and medium height and quite inadequate for high rise buildings. The codes do not differentiate the location of the buildings within their boundaries nor take into consideration the occupants discomfort due to the lateral movements. It remains to the individual engineer to set his own criteria.

At the outset a tall building should be defined. On the basis of the preceding dissertation, it seems only natural that the dividing line should be drawn where the design of the structure moves from the field of statics into the field of structural dynamics.

As it was shown, great steps were made both in describing the nature of the wind and the effects of that wind on a structural system. Much less is known as to

what levels of structural response can be tolerated. Deflection as such, and particularly absolute deflection, called drift, usually given as a percentage of the height in the limits of .004H — .001H, has little value in an engineering sense. It does not really matter if a building sways 1 inch, 10 inches or 3 feet, as long as its performance is satisfactory. The three things that do matter are: the integrity of the structural system, the integrity of the architectural finishes, and the comfort of the building's occupants. All are affected by the dynamic and static response of the structure and its wind environment and all require extensive study.

The entire aspect of the structural design for wind is related to the occurrence of extreme amplitudes of wind fluctuations in a certain, long enough, interval of time. This information can be expressed in terms of the return periods (Fig. 7) or number of years for the statistical recurrence of the specific wind velocity. If the design wind has a period of R years then the probability of not exceeding this wind during the next consecutive N years is as plotted in Figure 18. Through tradition and evolution, present codes stipulate a "once — in 30 year" wind risk. Perusal of Figure 18 indicates that if the structure is expected to last 30 years, there is better than even chance that the design wind load will be exceeded during its lifetime. This would not be a reassuring thought if it were not for the existence of the safety factors, which ensure that the structure will sustain a load somewhat larger than the design loading.



CURVE OF PROBABILITY OF NOT EXCEEDING DESIGN VALUE IN N YEARS

FIG. 18

In this sense, the use of the umbrella return period does not seem logical. It would be more appropriate to consider different return periods for different phases of the design. For structural adequacy, the current design is based on the 30 year wind with a safety factor of 1.65 on the minimum stress. A more rational evaluation of risk would be a choice of high wind speed, at which collapse would be sufficiently improbable, with a low factor of safety, say a "once-in-1000-year".

Tall buildings subject to repeated or oscillating stresses deserve special consideration since there is the possibility that failure may occur because of fatigue, at stresses lower than those to which they were designed. A stress in steel travels at a speed of 17,000ft./sec. and thus the whole steel frame experiences simultaneously the changes in the stress level. The maximum allowable stress level depends upon the number of cycles, and the value of the initial stress on which the oscillation is superimposed. It is also affected by stress concentrations. The reduction in stress capacity starts when the number of cycles reaches 10,000 and continues the slide down to about 10,000,000 cycles.

Beyond this point, the strength of structural steel remains constant at its endurance limit of 27,000 psi.

To determine the number of cycles in the life of a tall building, its period of vibration must be known. Period of vibration of the structure can be found from Rayleigh's principle of the preservation of the energy. For a building of height H, unit mass m, and top deflection X_m due to a linearly varying wind load of max pressure p,

$$\text{the kinetic energy} = \frac{1}{2} p X_{\max} a \int_0^H \left(\frac{h}{H}\right)^2 dh \quad (18)$$

$$\text{and the potential energy} = \frac{1}{2} m a b \omega^2 X_{\max}^2 \int_0^H \left(\frac{h}{H}\right)^2 dh \quad (19)$$

where a and b are the horizontal dimensions of the building. By equating the expressions (18) and (19) the period of vibration of the building is obtained in terms of the angular velocity ω

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{m b X_{\max}}{p}} \quad (20)$$

Period of vibration is a measure of the stiffness of a building, and should not exceed 10 seconds, to limit the amplitude to a reasonable value. To keep periods equal in both directions, the stiffnesses of a building must be proportional to its horizontal dimensions.

Assuming period T to be 10 sec. and the expected life of a building 50 years, the number of oscillations in that interval of time might reach 160,000,000 cycles, out of which only a relatively small quantity, depending on the choice of the load return period, would have extreme values. To estimate the number of the critical amplitudes, use is again made of the distribution of the largest values, as given by equation (15).

Whatever the magnitude of the vibrations, with time, all wind carrying members get affected to a degree and the stress reduction sets in. All members could be critical; columns and girders because of their high initial stress and core bracing perhaps because of the lack of it. In the later case, by modifications to the framing, some dead load could be carried by the vertical bracing.

Period of vibration hinges also on a capacity of the structure to oppose its own motion called damping. Damping, which is involved in structural response, is partially due to external frictional effects in the supports of cladding and masonry, structural connections, etc. and partially due to internal effects within the molecular framework of the material. In a design controlled by maximum response and possibly

affected by fatigue conditions, damping should be considered. In practice, it is very difficult to evaluate damping very accurately. Conservative estimates which could be used in the design are:

| | | |
|---------------------------|---------|---------------|
| Welded steel structure | β | = .005 — .010 |
| Bolted steel structures | β | = .010 — .020 |
| Steel structures at yield | β | = .030 — .040 |

It might be reasonable to assume that further researches will either recommend a return to the multiplated, bolted frames or plastic design, if the present trend of monolithic rigid bents continues.

The total deflection of the frame of a tall building is an aggregate of the deformations of all its members. Beams, columns, struts and ties rotate, shorten and elongate producing local distortions of the panels. (Fig. 19).

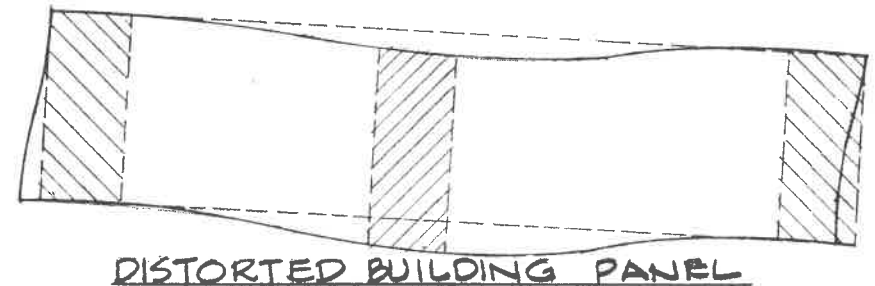


FIG. 19

The distortions of the building panels can be devastating to the interior and exterior architectural finishes of the building if not properly accounted for in the design of the details.

Masonry and plaster, though lately used on a very limited scale, as a fire enclosure of the elevators and service core, become sensitive to cracking under racking loads, when the storey deflection is in the range of 3/8" — 1/2". This corresponds to an average building deflection limitation of .0035H. The problem of determination of the return period of the velocity producing a distress has an economic aspect of accepting a small risk r of happening in the time interval of L years.

$$r = 1 - \left(1 - \frac{1}{R}\right)^L \quad (21)$$

After transformation of equation (21), if the risks are small, $R = L/r$. If the average interval for redecorations is 3 years and if a 10% risk of damage is acceptable, an average period of 30 years is adequate.

The skin of cladding of a tall building is another item demanding careful planning and attention to the details. Practical considerations dictate that the number of joints in the fascia is reduced to a minimum, to lessen the number of the potential leaks. These big walls of steel, aluminum and glass must have connections, capable of pendulum type motion, with additional provisions built in for the temperature changes. Complicated kinds of spring supports, with deep and air tight gaskets at joints, must be employed to accommodate distortions shown on Figure 19. Cladding of a tall building is its last and only defence against elements, and so the criteria governing the design should be very severe. It costs a quarter of a million dollars to

reduce the deflection of a tall building by one inch, making it economically impossible to try to increase the stiffness in order to reduce its deformation to such a degree. Thus, the disfiguration of the frame must be translated into the sizes of the joints and rubber gaskets corresponding to the return period practically equal to that of the structure at collapse.

In addition the cladding, having its own aerodynamic properties like a much lower period of vibration and a higher damping, is subject to a loading due to the mean and fluctuating components of the wind pressure. Similar statistical approaches, as those outlined for the description of the response of the structure, can be used to express the peak wind pressure on the individual glass panels. The distribution of the maximum pressure on the face of a building depends on environment and otherwise is completely random in nature. The enclosure of the CIBC building will contain 6000 glass panels, out of which about 120 panels might be subject to the peak pressure at any time. The choice of the glass thickness must depend on some acceptable breakage rate, say of 1 panel every 10 years, resulting again in high return period.

When making these decisions, it must be borne in mind that these problems are essentially statistical and some uncertainty is always involved.

The sway amplitudes can equal or exceed steady deflections and this is almost always true for very tall buildings. It is up to the structural engineer to limit the motion to the extent that it should not adversely affect the structure or its users.

The first derivative of the displacement is velocity. People in modern life are lifted in elevators at speeds of up to 20 mph, travel in cars at 70 mph in jet planes reach supersonic speeds. The human species has no sensory apparatus, that is known to detect absolute displacement or velocity and can only observe relative quantities of each. The second derivative of the displacement is acceleration, which at certain levels can be noticed by all persons. In high speed elevators, people can experience very annoying accelerations in excess of .15 g; passengers in planes are occasionally subject to accelerations far greater than g. It appears, however, that it is not the acceleration but its change or jerk to which humans are most sensitive.

To determine acceptable or perception level of acceleration, the engineers put persons in different positions on moving turntables and noted their behaviour. The perception level, it was found, is a statistical quantity and is influenced by such factors as the frequency of oscillations, posture of the person and his sophistication i.e. knowledge of the possibility of the building motion.

As a quantitative estimate of the overall time during which motion of the floor is perceived by its occupants, the following equation can be used:

$$T_p = \frac{f(0)}{n} \int_0^L P(<A) \left(\frac{dN}{dA} \right) dA \quad (22)$$

where f(0) is the fraction of a total time in a year the floor is occupied

n — the frequency of oscillations

P (< A) — percentage of occupants whose threshold is less than acceleration amplitude A

N — expected number of oscillations in a years exceeding amplitude A.

It was estimated by a numerical integration of the equation (22) that for a 56 storey building the accumulated time of motion perception could be 100 minutes/occupant year on top floor, 30 minutes on 40th floor and 5 minutes on 25th floor.

Experience has shown that is not until the acceleration is equal to .15g, when it becomes intolerable. Having this knowledge, the engineer can adjust the stiffness of the structure until its response is within the desired limits.

The allowable amplitude can be obtained from a simplified equation of motion in the form

$$A = .0098 c T^2 \quad (23)$$

where c is the perception level in mg's

This equation gives another criterion for the total deflection of a tall building. Assuming period of vibration to be 10 sec. the acceleration perception 1.5mg and the ratio of static deflection to the dynamic response 1-1.5, the amplitude at the threshold of annoyance would be 14.8 inches and total deflection 24.6 inches which for 700 feet high building equals .0028H. This last rule cannot be generalized and it only shows how misleading some standards can be.

Tall buildings of square or rectangular cross sections can be aerodynamically unstable at certain wind speeds. If instability does occur, unacceptably large amplitudes generally result. Whether or not building is unstable is partially determined by the damping in the structure. A tall building is likely to be unstable if

$$\beta < \text{or} \ll \frac{1}{6} \frac{V}{nb} \frac{\rho}{\gamma} \quad (24)$$

where $\frac{\rho}{\gamma}$ is the ratio of air and building's densities.

Table 2 shows how the criteria were met for the Toronto-Dominion Centre 56 storey tower in N-S direction.

| Exposure | Lake | City |
|---|---------|---------|
| Mean Building Density lb/ft ³ | 14. | 14. |
| Period of Vibration, Sec. | 7.4 | 7.4 |
| Damping | .012 | .012 |
| Mean Wind Velocity, mph (once-in-30 year) | 94. | 76. |
| Mean Velocity Pressure, lb/ft ² | 24. | 15.6 |
| Gust Factor Design | | |
| Pressure (Triangular Distribution) lb/ft ² | 58.6 | 36.7 |
| Shear/Foot Width, Kips | 21.6 | 13.5 |
| Moment/Foot Width, Kip-feet | 8600.0 | 5700.0 |
| Total Deflection, inches | 26.4 | 16.8 |
| Max. Sway Amplitude, inches | 10.4 | 8.6 |
| Max. Acceleration, % of g | 2.0 | 1.6 |
| Max. Pressure on Cladding lb/ft ² | 72.0 | 59.0 |
| NBC 1965 Design | | |
| Pressure (Parabolic Distribution) lb/ft ² | 50 | 50 |
| Shear/Foot Width, Kips | 28.2 | 28.2 |
| Moment/Foot Width, Kip-feet | 11700.0 | 11700.0 |

Table 2

This review is intended to provide an indication of the current status of the recent research on wind forces applicable to the design of tall buildings. The resume does not claim to be complete; it should rather be regarded as a practising engineer's guide to the present trends in the design of these very exciting structures.

(To be continued)

REFERENCES

- (1) Blume J.A., Dynamic Characteristics of Multi-storey Buildings, Journal of the structural Division, A.S.C.E., Vol. 94, 1968.
- (2) Chiu A.N.L., Response of Structures to Time-Varying Wind Loads, Journal of the Structural Division, A.S.C.E., Vol. 96, 1970.
- (3) Cohen E., et all, Task Committee on Wind Forces, Final Report, 1961.
- (4) Davenport A.G., The Estimation of Load Repetitions on Structures with Application to Wind Induced Fatigue and Overload — Rilem International Symposium, Mexico City, 1966.
- (5) Davenport A.G., Gust Loading Factors, Journal of the Structural Division, A.S.C.E., Vol. 93, 1967.
- (6) Davenport A.G., Report for the Proposed Office Tower — The Commerce Court Project, Toronto, 1969.
- (7) Davenport A.G., Isyumov N., The Application of the Boundary Layer Wind Tunnel to the Prediction of Wind Loading Proceedings International Research Seminar, Ottawa, 1967.
- (8) Davenport A.G., Hogan M., Isyumov N., A Study of Wind Effects on the Commerce Court Tower (Unpublished) 1969.
- (9) Dalglish W.A., Schriever W.R., Recent Research on Wind Forces on Tall Buildings — Structural Conference — Toronto.
- (10) Korbacher G.K., Introduction to Wind Effects on Structures, Architecture Canada 1969.
- (11) Norris, Hansen, Holley, Biggs, Namyett and Minami — Structural Design for Dynamic Loads, McGraw-Hill Co. Inc., New York, 1959.
- (12) NBC 1961
- (13) NBC 1965
- (14) NBC 1970 (Draft)
- (15) Robertson L.E., Chen R.W., Application To Design of Research on Wind Effects, Proceedings International Research Seminar Ottawa, 1967.
- (16) Spurr H.V., Wind Bracing, McGraw-Hill Co. Inc., New York, 1930.

Z. PRZYGODA & ASSOCIATES LTD.

Consulting Structural Engineers

Buildings, Foundation, Feed Plants,
Grain Elevators
Design & Supervision

12-A Finch Ave. W., Willowdale 444, Ont.

Phone: 221-1512, 221-1531

JAN OZDOWSKI, P. Eng., M.E.I.C.

Consulting Structural Engineer

Phone: 921-9752

12 Webster Avenue - Toronto 5, Ont.

C. PETER BRZOWICZ, P. ENG.

Civil and Consulting Engineer

Phone: HU 5-0135

212 Eglinton Ave. E. - Toronto 12, Ont.

ZYGMUNT CZERNIAKOWSKI, M.Sc., P.Eng.

PREFABRYKACJA W BUDOWNICTWIE POLSKIM

Każdy, kto przed drugą wojną światową miał możliwość zetknięcia się z polskim wykonawstwem budowlanym, pamięta, że najistotniejszą jego cechą były rzemieślnicze metody wykonawstwa, a zatem "cegła na cegłę". Dopiero przed samą wojną zaczęły się pokazywać maszyny na budowach.

Powojenne 25 lat historii budownictwa w Polsce można podzielić na kilka wyraźnie różniących się od siebie okresów.

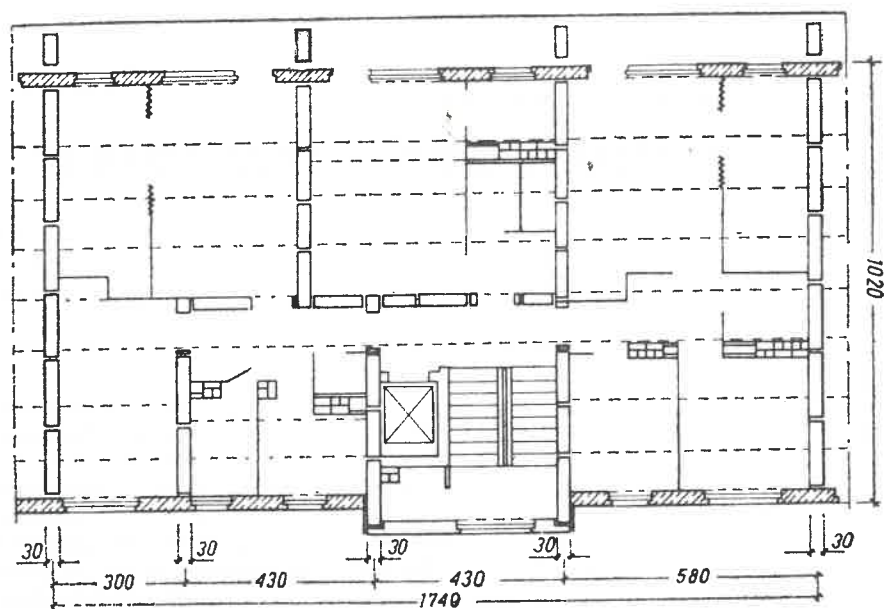
Pierwszy okres (lata 1945-47) był okresem nie tyle budowy ile odgruzowywania zniszczonego kraju. Wojna zniszczyła 2/3 zakładów przemysłowych, blisko 200 tysięcy budynków mieszkalnych w miastach, 800 tysięcy budynków we wsiach, 5,300 szkół, 1,400 szpitali, sanatoriów i ambulatoriów. Organizatorzy powojennego budownictwa stanęli przed niezmiernie trudnym problemem. Jedno było pewne: przedwojennymi metodami nie podniesie się Polski z gruzów. Pierwszym i podstawowym problemem technicznym stało się zmechanizowanie najbardziej pracochłonnych robót. Na przełomie lat 1949/1950 technicy powzięli decyzję, która bez przesady zrewolucjonizowała polskie budownictwo. Decyzją tą było odejście od tradycyjnej metody wznoszenia budynków z drobnowymiarowych elementów i przejście na konstrukcję z elementów wielko-wymiarowych, prefabrykowanych. Oznaczało to równocześnie przeniesienie czynności z budowy na zaplecze przemysłowe, skracając zakres robót na samej budowie do montażu gotowych elementów i do niezbędnych robót wykończeniowych.

Rozwój prefabrykacji, zwłaszcza wielkich elementów, był zależny od zorganizowania odpowiednio wyposażonych wytwórni oraz posiadania sprzętu na budowie, głównie dźwigów, do montażu elementów. W 1953 roku zakończono przygotowania do produkcji i stosowania w budownictwie mieszkaniowym wielkowymiarowych elementów prefabrykowanych. Ci, którzy w 1954 przyglądali się układaniu pierwszych wielkowymiarowych (3.60 x 1.20 m) płyt stropowych, płyt spocznikowych, biegów schodowych i płyt dachowych na budynkach osiedla A — II w Nowej Hucie koło Krakowa — wiedzieli, że towarzyszą narodzinom nowej epoki, nie tylko wykonawstwa budowlanego, ale także i techniki konstruowania, produkowania, montowania i wykańczania obiektów budowlanych.

Już w 1955 r. budowano w Poznaniu, Nowych Tychach, Nowej Hucie i Warszawie (pamiętny blok "40" na Pradze II) budynki mieszkalne z wielkich bloków ściennych wysokich na całą kondygnację.

Najczęściej stosowanym w Polsce, w latach 1954-60, układem konstrukcyjnym był układ podłużny ścian nośnych, przy którym płyty stropowe ułożone poprzecznie do osi budynku opierają się na podłużnych ścianach zewnętrznych i środkowej wewnętrznej. Elementami zapewniającymi sztywność budynku w kierunku poprzecznym były ściany klatek schodowych oraz część ścian poprzecznych, wszystko razem związane było prefabrykowanymi lub monolitycznymi wieńcami. Nowsze rozwiązania wielkoblokowych budynków mieszkalnych oparte są na poprzecznym układzie nośnym. Przy tym układzie konstrukcyjnym płyty stropowe opierają się na ścianach poprzecznych wewnętrznych oraz szczytowych. Ściany zewnętrzne podłużne spełniają rolę ścian osłonowych, przy czym mogą być ścianami samonośnymi bądź wypełniającymi. (Rys. 1).

Ten pierwszy okres uprzemysłowienia budownictwa mieszkaniowego przynosi spodziewaną obniżkę pracochłonności na budowie i tak budynek wykonany metodą tradycyjną wymagał 9,5 rob.-godz./m³, a budynek wielkoblokowy — 5,8 rob.-godz./m³.



Rys. 1. Kondygnacja powtarzalna budynku wieloblokowego o poprzecznym układzie konstrukcyjnym ścian nośnych.

Ale system wieloblokowy nie zadawała budownictwu, które chciało opanowania produkcji i montażu elementów, których wielkość odpowiadałaby wymiarom całego pomieszczenia. I tak staliśmy się świadkami narodzin, w okresie 1958-1960 nowej metody przemysłowania — budownictwa wielopłytkowego. Pierwsze dwa budynki wielopłytkowe zrealizowano na osiedlu Kasprzaka w Warszawie i odtąd przez całe dziesięciolecie widać wyraźny wzrost budownictwa wielopłytkowego:

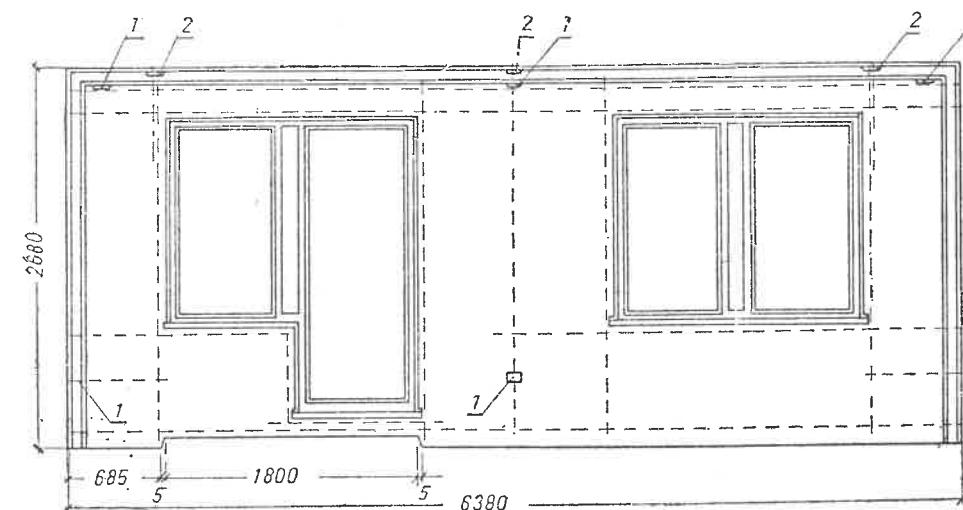
| Rok | % udział metod technologicznych w budownictwie mieszkaniowym | | | |
|------|--|--------------|---------------|--------------|
| | tradycyjna | wieloblokowa | wielopłytkowa | monolityczna |
| 1955 | 98,8 | 1,2 | — | — |
| 1963 | 54,1 | 23,8 | 9,4 | 8,2 |
| 1969 | 21,8 | 36,5 | 23,5 | 18,2 |

Budownictwo wielopłytkowe charakteryzuje, jak sama nazwa wskazuje, płyty stropowe i ścienne o wymiarach pokoju, dokładniejsze wykończenie płyt i niższy ciężar budynku. W związku z tym zmniejszyła się ilość elementów, pracochłonność robót montażowych oraz wykończeniowych poważnie spadła, dźwigi są lepiej wykorzystane, a czas budowy uległ znacznemu skróceniu.

Na początku w budownictwie wielopłytkowym przeważał układ krzyżowy, potem układ poprzeczny i wreszcie układ słupowo-płytkowy. Dodać należy, że całe budownictwo polskie przeszło w tym czasie na układ modułarny oparty na wielokrotności 30 cm. Najpoważniejszy problem budownictwa wielopłytkowego stanowi konstrukcja płyt ściennych zewnętrznych i konstrukcja złączy i spoin między płytami zewnętrznymi. Problemy te przysporzyły, w pierwszych latach stosowania wielopłytkowych prefabrykatów, sporo

kłopotów, przede wszystkim z powodu przecieków. Badania instytutowe szły w kierunku znalezienia materiałów lekkich, żeby zwiększyć wymiary płyt (Rys. 2), a z drugiej strony płyty musiały się stać wielowarstwowe, żeby zapewnić izolację termiczną i hydrokopijną. Stosowane w projektach PBU — Warszawa płyty ścian zewnętrznych nośnych miały grubość 24 cm. i składały się z trzech warstw.

Konstrukcję nośną płyty (od strony wewnętrznej pomieszczeń) stanowi warstwa żwirobetonu o wytrzymałości 140 — 200 kG/cm² i grubości 14 cm. Jako izolację zastosowano płyty styropianu grubości 4 cm. Warstwa faktury zewnętrznej miała grubość 6 cm. Jako zbrojenie warstwy fakturowej stosowano siatki z cienkich prętów



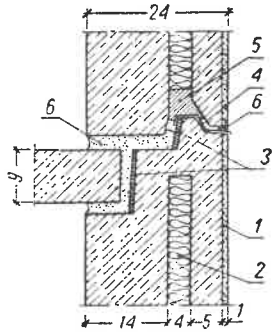
Rys. 2. Płyta ściany zewnętrznej na dwa pokoje z keramzytobetonu.
1 — zbrojenie montażowe, 2 — uchwyty montażowe

o średnicy około 3 mm i maksymalnym rozstawie 30 cm. (Rys. 3). Jednorodne płyty zewnętrzne produkowane są obecnie z popularnego w Polsce gazobetonu, krajowej produkcji.

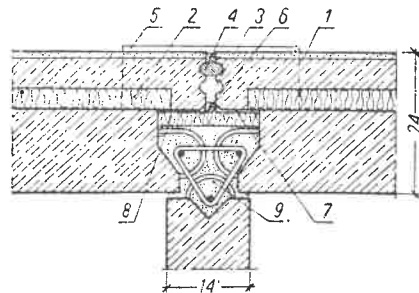
Ze zjawiskiem przenikania wilgoci przez spoiny w ścianach zewnętrznych zetknęły się przedsiębiorstwa realizujące budownictwo wielopłytkowe zarówno w kraju jak i zagranicą. W związku z tym przeprowadzono w ciągu ostatnich kilku lat w różnych krajach Europy szereg doświadczeń i badań, mających na celu znalezienie właściwego rozwiązania złączy między elementami wielopłytkowymi. Złącza powinny zapewnić szczelność niezależnie od odkształceń, jakim mogą podlegać elementy wielowymiarowe. Uzyskuje się to przez nadanie krawędziom elementów takiego profilu, aby sam kształt złącza zabezpieczał przed przenikaniem wody do wnętrza pomieszczeń, a także aby w złączu był kanał dekompresji stanowiący pionowy dren odprowadzający wodę, gdyby w jakiś sposób dostała się ona do złącza (Rys. 4). Do uszczelnienia używa się także specjalne kształtki z polichlorku winilu i wtryskiwane kity (np. "Secomastic"). Produkcja budynków wielopłytkowych stanowi złożony proces technologiczny i organizacyjny. Najbardziej rozpowszechnione w Polsce są dwa systemy organizacyjne. Pierwszy to kombinat budowy domów (np. PBU — Warszawa), który nie tylko produkuje elementy wielopłytkowe, ale zajmuje się dostawą prefabrykatów na miejsce budowy, wykonuje roboty budowlano-montażowe oraz wykończeniowe i przekazuje gotowe budynki do użytku (podobnie pracują wielkie francuskie kombinaty domów Camus, Coignet). Druga forma organizacyjna budownictwa wielopłytkowego przewiduje pro-

dukcję elementów w wyspecjalizowanych zakładach prefabrykacji (np. FAELBET — Zerań) i przekazywanie ich przedsiębiorstwom, które wykonują roboty montażowe. Każda z tych form organizacyjnych ma swoje zalety i wady.

Korzyści, jakie dała organizacja kombinatów budowy domów, polegały na skoncentrowaniu całej produkcji w jednym przedsiębiorstwie, które odpowiada za końcowy produkt, jakim jest budynek mieszkalny, przekazywany inwestorowi. Taki schemat zwiększa odpowiedzialność za jakość (z którą w Polsce nie jest najlepiej), ale kombinat



Rys. 3. Przekrój pionowy przez złącze ścian zewnętrznych nośnych i płyty stropowej.
1 — tynk, 2 — styropian, 3 — płyta pilśniowa wmontowana w element, 4 — folia winidurowa grub. 0,5 mm, 5 — uszczelka z polocelu wmontowana w element w czasie produkcji, 6 — zaprawa cementowa 1:3



Rys. 4. Połączenie płyt zewnętrznych z wewnętrzną — przekrój poziomy.

1 — tynk 1 cm, 2 — styropian 4 cm, 3 — kanał dekompresji, 4 — uszczelka z polocelu Φ 5 cm, 5 — folia winidurowa, 6 — kit fugowy, 7 — taśma „Denso”, 8 — styropian 2 cm, 9 — zaprawa cementowa 1:3

zmuszony do wykonania wszystkich czynności związanych i z prefabrykacją i montażem ma trudności z zapewnieniem sobie dostatecznej ilości wyspecjalizowanych fachowców i kontroli technicznej.

Druga forma organizacyjna oparta na wąskiej specjalizacji przedsiębiorstw umożliwia maksymalne zmechanizowanie i zautomatyzowanie swoich czynności ale koordynacja działania kilkunastu firm wykonawczych nie jest rzeczą najłatwiejszą.

Przy okazji kilka słów o kosztach. Analizy wykazały, że budynki wielkopłytowe są tańsze o 10-15% od takich samych wykonywanych metodą tradycyjną. Struktura kosztów w tym rodzaju budownictwa była następująca (Rys. 5)

| | | |
|---------------|---|------|
| materiały | — | 72% |
| robocizna | — | 10% |
| sprzęt | — | 6% |
| koszty ogólne | — | 12% |
| | | 100% |

Dotychczas mówiliśmy o budownictwie mieszkaniowym, ale w budownictwie przemysłowym, które stale w Polsce jest na pierwszym planie przed budownictwem mieszkaniowym — elementy prefabrykowane zaczęto stosować w połowie lat pięćdziesiątych. Pierwszym takim elementem szkieletowej konstrukcji były prefabrykowane elementy



Rys. 5. Wielkopłytowy budynek 10-kondygnacyjny na osiedlu Koło, ul. Górczewska w Warszawie.

ramy nośnej w kształcie litery „H” o ciężarze 3.3 tony. Zaraz potem pojawiły się żelbetowe dźwigary prefabrykowane do rozpiętości 18 m, 21 m, 24 m i składane do 36 m (budownictwo polskie nigdy nie miało za dużo stali, żeby mogło budować stalowe konstrukcje nośne, dlatego też większość wybudowanych zakładów przemysłowych to żelbetowe „bunkry”).

A po dźwigarach dachowych zaczęto produkować prefabrykowane płyty stropowe o wymiarach do 6 x 18 m. i wielkowymiarowe wielowarstwowe elementy ścian zewnętrznych. Prefabrykacją objęte zostały budowy silosów. (prefabrykowany segment ścienny o grubości 10 - 12 cm, wymiarach 1.90 x 5.70 m i ciężarze 3400 kG), magazyny o stropach grzybkowych, zbiorniki ze sprężonych prefabrykatów, szklarnie ze strunobetonowych elementów, strunobetonowe podkłady kolejowe czy słupy energetyczne.

Obok t.zw. ciężkiej prefabrykacji zaczęto ostatnio zwracać żywszą uwagę na t.zw. lekką prefabrykację umożliwiającą integrację robót wykończeniowych z technologią prefabrykacji elementów konstrukcyjnych. Chodzi tu o uzyskanie elementów fabrycznie wykończonych czyli jak się to mówi po angielsku: „prefinished building components”.

Doszliliśmy w ten sposób do problemu wytwórni prefabrykatów. Trzeba powiedzieć, że przez długi czas w Polsce poglądy na sposób zorganizowania produkcji prefabrykatów dla budynków montowanych z elementów wielkowymiarowych nie były jednolite.

Dyskusja na temat celowości budowy kosztownych stałych zakładów prefabrykacji, czy też wymagających znacznie niższych nakładów inwestycyjnych — wytwórni sezonowych, trwała od szeregu lat i była przedmiotem licznych prac i artykułów w prasie technicznej. Za produkcją elementów w stałych zakładach przemawia: możliwość wyeliminowania sezonowości, dokładniejsze wykonywanie prefabrykatów, utrzymanie lepszej jakości wyrobów, szybkiej i tańszej produkcji, a także możliwość większego stopnia wykończenia elementów.

Zwolennicy produkcji elementów na poligonach bezpośrednio na placu budowy zwracali natomiast uwagę na wysokie nakłady inwestycyjne w zakładach stałych i na duże trudności, które występowały przy transportowaniu ciężkich elementów na dalsze odległości oraz trudności przy organizowaniu "montażu z kół". Ostatecznie zwyciężyli zwolennicy dużych zakładów produkcji prefabrykatów operujących w promieniu do 150 km.

Podstawowymi węzłami wytwórni prefabrykatów są: składy kruszyw, skład cementu, urządzenia betonowni, zbrojarnia, hala produkcyjna i plac składowy wyrobów gotowych. Podstawową zasadą takich zakładów jest maksymalne zmechanizowanie czynności produkcyjnych.

W Polsce wypróbowano kilka metod produkcji wielkowymiarowych elementów. Zaczęto od metody stendowej, t.j. metody w której wszystkie czynności wytwarzania prefabrykatów odbywają się na stałych stanowiskach lub ciągach produkcyjnych, a brygady robocze wraz z maszynami przesuwać się kolejno z jednego stanowiska roboczego na następne. Stendowa metoda produkcji elementów żelbetonowych wymaga dużych powierzchni produkcyjnych; jest najbardziej prymitywna i najmniej zmechanizowana. Krokiem naprzód były formy uchylne na stendach i formy bateryjne, najbardziej popularne obecnie w kraju.

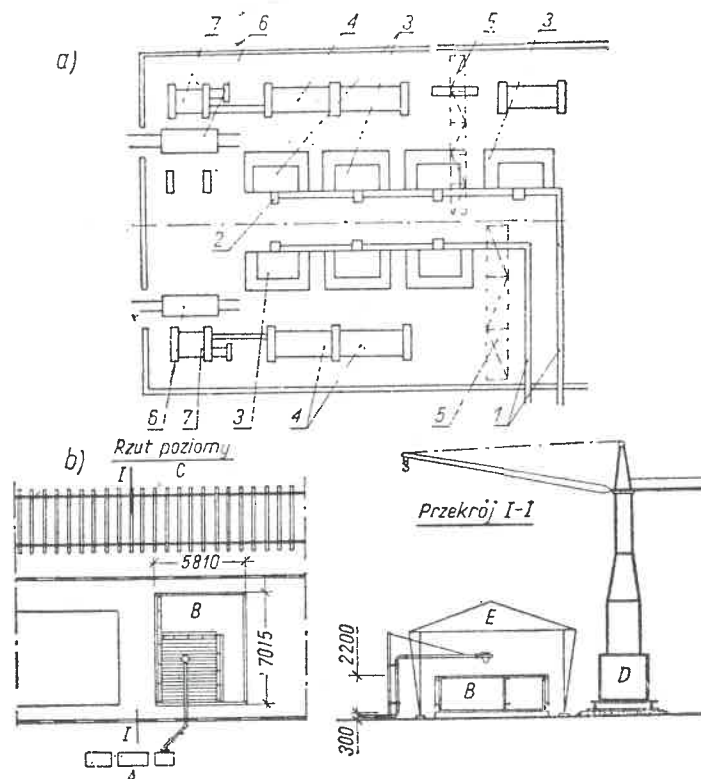
Formowanie elementów w zamkniętych pionowych kasetach zapewnia nie tylko większą dokładność produkcji przy minimalnych tolerancjach wymiarów, lecz również wysoką jakość powierzchni wyrobów. W formie bateryjnej wykonuje się równocześnie 8 do 14 płyt. Pionowe przegrody między elementami wykonane są przeważnie z blach stalowych grubości 20 — 24 mm, bądź też ze zbrojonych płyt żelbetonowych z oszlifowanymi powierzchniami lastrykowymi. W płyty wbetonowywane są zazwyczaj węzownice służące do podgrzewania masy betonowej. Produkcja elementów wielkopłytowych w formie bateryjnej jest o połowę mniej pracochłonna, znacznie tańsza i pod wieloma względami bardziej efektywna aniżeli w formach poziomych.

Na rysunku 6, przedstawione są schematy wytwórni stałej i stanowiska poligonowego do produkcji elementów w formach bateryjnych.

Radykalne zmniejszenie powierzchni produkcyjnej w zakładzie prefabrykacji można uzyskać przez wykonywanie elementów w stosie (jeden na drugim). Urządzenie do produkcji w stosie jest bardzo proste. W stosie można produkować zarówno elementy płaskie jak i płyty fałdowe. Poszczególne elementy przekłada się folią względnie dywanikami gumowymi lub innymi. Przy produkcji elementów w stosie celowe jest jednoczesne odpowietrzanie betonu.

Inną metodą jest metoda taśmowa, kiedy poszczególne czynności wykonuje się na stanowiskach roboczych położonych jedne za drugimi wzdłuż taśmy. Metodę tę szeroko zastosowano w NRD (Hoyerswerda).

Zastanawiano się także przed kilkoma laty nad wprowadzeniem metody agregatowej, w której technologia produkcji jest prosta, urządzenia nieskomplikowane i niedrogie, a potrzebne powierzchnie nie są duże; ale mimo wysokiego stopnia mechanizacji wytwórni cały szereg czynności wykonuje się ręcznie. Nową metodę wibrowalcowania elementów wielkowymiarowych wprowadził Związek Radziecki (metoda Kozłowa). Gładkie, względnie żebrowe, cienkie płyty formuje się z betonu piaskowego na posuwającej się taśmie-formie, przy czym zagęszczenie masy betonowej odbywa



Rys. 6. Schematy produkcji elementów w formach bateryjnych: a) wytwórnia stała.

1 — rurociągi do pneumatycznego transportu betonu, 2 — zawory tłumiące ciśnienie betonu, 3 — formy bateryjne, 4 — stanowiska do studzenia elementów, 5 — suwnice, 6 — wagonetka, 7 — stanowiska wykańczania elementów,

b. stanowisko poligonowe

A — wytwórnia masy betonowej, B — forma bateryjna, C — torowisko żurawia, D — żuraw, E — daszek przesuwany

się za pomocą urządzeń półautomatycznych. Następnie płyty przesuwa się do komór obróbki cieplnej, skąd po 2 godzinach przewozi się je na zewnątrz.

Problemy skrócenia cyklu produkcji prefabrykatów, zwiększenia rotacji form, podniesienia wskaźnika wydajności z 1 m² powierzchni produkcyjnej — wiążą się ściśle z przyspieszeniem dojrzewania betonu. W Polsce problem ten rozwiązuje się przez stosowanie cementów szybkosprawnych, dodawanie do mieszanki betonowej środków chemicznych przyspieszających wiązanie, naparzenie, podgrzewanie albo odpowietrzanie masy betonowej. Ostatnio rozwinęła się też metoda elektronagrzewu z elektrodami lub bez (potrzebną wytrzymałość prefabrykatów uzyskuje się przy użyciu 75-100 kWh na 1 m³ betonu). Rozpoczęto też próby podgrzewania betonu przy pomocy promieni podczerwonych, zastępując energię elektryczną gazem propanowym.

Trzeba też wspomnieć, że w ostatnich latach bardzo się w Polsce rozwinęła produkcja sprężonych elementów prefabrykowanych — strunobetonów i kablobetonów.

Oczywiście, prefabrykacją objęte zostały także roboty instalacyjne i to w zakresie samego rurażu, jak i przestrzennych kompletnych t.zw. kabin sanitarnych lub węzłów kuchenne-łazienkowych. W budownictwie przemysłowym wszystkie urządzenia wentylacyjne i klimatyzacyjne były już w 1956 roku w pełni prefabrykowane.

* * *

Potrzeby nowych inwestycji, przy równoczesnym niedostatku siły roboczej — zmusiły polskich inżynierów do stworzenia warunków jak najpełniejszego i jak najszybszego rozwoju prefabrykacji elementów wielkowymiarowych. Troską tych samych inżynierów jest poprawa jakości produkowanych elementów.

Ale nie można zapominać, że myśl techniczna jest żywa i po osiągnięciu jednego etapu szuka nowych rozwiązań. Dlatego też w latach 1964-1966 zaczęto w Polsce myśleć i realizować budynki eksperymentalne, nie tylko składane z "klocków", jakimi są prefabrykowane elementy. Próby nowych systemów wznoszenia budynków mieszkalnych, przemysłowych i użyteczności publicznej — świadczą, że polska myśl inżynierska jest twórcza i śmiało można zaliczyć polskich architektów i budowniczych do czołówki światowej.

Ale o tym budownictwie prototypowym i eksperymentalnym — może w innym artykule.

BIBLIOGRAPHY

- "PRZEGLĄD BUDOWLANY" — Lipiec - Sierpień, 1964
"PRZEGLĄD BUDOWLANY" — Lipiec - Sierpień, 1968
KALIŃSKI B., Nowa Technika w Budownictwie Mieszkaniowym, "Arkady", Warszawa, 1965.

NEWS OF MEMBERS

MIECZYSLAW LAUBITZ

M. Laubitz retired this year after more than forty years of professional practice. He was born in Bedzin, Poland, where he also graduated from the high school. His Civil Engineering studies were cut short by the Russo-Polish War, during which he served on both the North and South-Eastern front from 1918 to 1920.

After the war he returned to the Technical University of Warsaw, where he became very active in the University's student organizations and, also worked on the various technical projects on a part-time basis. One of these projects was the reconstruction of the bridge over the Vistula River in Warsaw.

After graduating, he held positions as County Highway Engineer, Transport and Building Engineer in the Municipality of Bedzin and General Manager of the refractory plant. He was awarded the Gold Cross of Merit for his work on many technical and community projects during these years.

When the Second World War began in 1939 and after a short stay in Hungary,

like many other Poles, he managed to reach France to continue the fight against the German invaders. In France he was posted first at Coetquidan and then on the Saar line with the First Polish Division. After the French "Débâcle" he reached Marseille, where he participated in the activities of the Association of Polish Engineers and in the evacuation of the Polish Technical and Military Personnel from France to Great Britain and Canada. At the beginning of 1942, he himself left for Canada and while in transit learned that his military service in France during 1940 had earned him twice the Polish Cross for Military Valours and the French Croix de Guerre with Star.

He began his professional career in Canada with the Aluminum Co. in Montreal and later worked for two years with the Canadian Refractories Limited. He then moved to Toronto where he had worked for the Brazilian Traction Co. for nine years.

Until his retirement in 1970, he was fifteen years as Chief Structural Engineer

with Kilborn Engineering Limited and, he is still associated with this Company as a consultant.

In his engineering career he has served in the field of design and supervision in various hydro-electric plants both in Canada and Brazil, as well as in subways, uranium and potash mining plants and many others.

He complemented his professional responsibilities with many activities within the Polish community in Canada. He has been especially active in the Association of Polish Engineers in Canada.

He is a member of the Association of Professional Engineers of the Province of Ontario.

KRONIKA STP

OBRADE W OTTAWIE

Doroczne zebranie Zarządu Głównego STP oraz przewodniczących i delegatów oddziałów miało miejsce w Ottawie w dniu 28 lutego br.

Gospodarzem był Zarząd Oddziału Ottawa. Zebranie jak i w ubiegłym roku odbyło się w siedzibie Kasyna Oficerskiego 3 Field Squadron RCE(M). Obecnych było 18 kolegów, reprezentujących wszystkie oddziały Stowarzyszenia.

Po wysłuchaniu sprawozdań Prezesa oraz przewodniczących oddziałów, zebrani uchwalili następujące dyrektywy dla Zarządu Głównego i oddziałów:

- (1) Zarząd Główny przygotowuje na najbliższy Walny Zjazd STP odpowiednie wnioski w sprawie opłat członkowskich do Zarządu Głównego KPK i oddziałów KPK.

Zebrani wyrazili przekonanie, że regularne płacenie zobowiązań finansowych w stosunku do naszych naczelnych władz polonijnych jest jednym z najważniejszych obowiązków organizacyjnych Stowarzyszenia.

- (2) Polecili Komisji Statutowej Zarządu Głównego zaciągnięcie porady prawnej przed ostatecznym opracowaniem proponowanych zmian i poprawek do By-Laws Stowarzyszenia. Zarządy oddziałów ze swej strony prześlą swoje uwagi i krytykę przedstawionych przez Komisję zmian.
- (3) Poparli propozycję Zarządu Głównego założenia nowej kartoteki członków i polecili przygotowanie druków oraz opracowanie odpowiedniej procedury.

Uchwalono, że XXX Walny Zjazd STP odbędzie się w Montrealu w dniach 30 i 31 maja 1970 r.

Zebrani postanowili wysłać telegram do prezydium Walnego Zjazdu Association of Professional Engineers of Ontario, który miał miejsce w Ottawie w dniach 27 i 28 lutego.

ZARZĄD GŁÓWNY

● Z okazji wyboru Dr. W. Bilańskiego pierwszym vice-prezesem APEO, prezes Zarządu Głównego kol. S. T. Orłowski przesłał w imieniu Stowarzyszenia poniższe gratulacje:

March 2, 1970

Dear Dr. Bilański,

On behalf of the Board of Directors and all members of the Association I would like to extend our congratulation on the occasion of your election as first Vice-President of the Association of Professional Engineers of Ontario.

Yours sincerely

S. T. Orłowski, MRAIC, ARIBA
President

● Sekretarz Zarządu Głównego podaje do wiadomości, że w okresie od dnia 24 września 1969 do dnia 6 kwietnia 1970, zostali przyjęci do Stowarzyszenia następujący Koledzy i Koleżanki.

Oddział Montreal:

BROCHOCKI Kazimierz S., technolog, Warsz. 38
DZIEWOKSKA Anna, mgr. inż., rolnik, Wrocław 61
ŁASKOW Jerzy, mgr. inż., elektr., Warsz. 52
SALA Władysław, technik mech., Gdańsk 53
STALICA Emil, inż., mech., Warsz. 63

Oddział Ottawa:

SZYMANOWSKI Wojciech, inż., mech., Poznań

Oddział Toronto:

BABIJCZUK Ladislav E., technol., elektr.
Toronto 65
CYFRACKI Ludwik, mgr. inż., sanit., Warsz. 58
GARNOWSKA Bożena K., mgr. pharm., Poznań
GOLIK Adam J., technik, chem., Kraków 42
JASTRZEBSKI Stanisław J., inż., elektr., Warsz. 57
KASPROW Tadeusz, technik, mech., Opole 68
KOSTKA Wal., dipl. ing., mech., Grenoble 51
KRUMHOLC Aleksander, inż., sanit., Gliwice 66
KWAŚNY Antoni J., inż., mech., Warsz. 54
LUKASIK Mieczysław, inż., metalurg., Gliwice 62
MARTYN Ewa R., mgr. muzykolog, Poznań 61

MORAWSKI Witold, mgr. filolog, Warsz. 61
OSTANIEWICZ Andrew R., technik, mech.,
Montreal 56
OSTROUCHOV Nicolas, Sc.D., mech., Praga 69
PACHOLSKI Marian, mgr. inż., ład., Warsz. 60
PESZKOWSKI Roman, inż. dypl., mech., Gdańsk 39
PIÓRO Krzysztof M., mgr. inż., ład., Warsz. 63
RADOWICKI Walter, inż., wókiennik, Łódź 59
RUSS Jaremi J., inż., sanit., Wrocław 64
ŚMIGIELSKI Maria, technik, mech., Warsz. 51
WASILEWSKI Leszek A., B.Sc., mech.,
Winnipeg 55
WOŹNIAK Bogusław, inż., elektr., Gliwice 53
ZIEGLER Adam A., mgr. inż., rolnik, Wrocław 51

N O W E K S I A Ź K I

ATLAS OF ALBERTA — Presented as a Canada's Centennial of Confederation Project by: GOVERNMENT OF ALBERTA and THE UNIVERSITY OF ALBERTA, EDMONTON. Published by: University of Alberta Press in association with University of Toronto Press.

Z zadowoleniem notujemy nowy przykład wkładu polskiego intelektu i pracy do kultury naszego Nowego Kraju.

Ukazał się ostatnio "Atlas of Alberta", projekt stulecia tej zachodniej prowincji, wydany łącznie przez tamtejszy rząd i uniwersytet. To duże dzieło, rezultat sześciolatnich wysiłków wielu osób i agencji, było opracowane pod kierunkiem Janusza Klawe, profesora uniwersytetu Alberta w Edmonton. Na liście osób, które w większym stopniu przyczynili się do wydania pracy, widzimy również nazwiska pp. W. Bogdana i G. J. Czartoryskiego.

Atlas był całkowicie wykonany w Kanadzie. Zebrano w nim wielką ilość faktów i danych statystycznych z różnych gałęzi wiedzy. Pod względem estetyki i sztuki graficznej dzieło to reprezentuje najwyższą klasę w swej dziedzinie.

PROF. DR. INŻ. ZYGMUNT BORETTI, Konstrukcje stalowe w budownictwie wodnym, Arkady, Warszawa, 1968.

Tematem książki jest obliczanie i projektowanie zamknięć stalowych w zaporach wodnych, jazach i śluzach, z uwzględnieniem kształtowania poszczególnych ich elementów.

W pierwszych 13 rozdziałach autor oma-

wia kolejno: obciążenia działające na stalowe konstrukcje wodne, stal do konstrukcji wodnych, zabezpieczenie stalowych konstrukcji wodnych przed korozją, obliczanie blach opierających, prętów rozciąganych, prętów ściskanych, belek oraz połączenia tych elementów.

Rozdziały 15 do 19 poświęcone są zamknięciom stalowym stosowanym w budownictwie wodnym, a mianowicie: zamknięciom klapowym, wrotom stalowym, zamknięciom segmentowym, walcowym i iglicowym.

W rozdziale 20 omówione są mosty podżurawiove, a w rozdziale 21 rurociągi ciśnieniowe.

Ostatnie trzy rozdziały poświęcone są zabezpieczeniom zamknięć od drgań, rysunkom konstrukcji wodnych oraz wykonywaniu i montażowi tych konstrukcji.

Książka jest w zasadzie podręcznikiem dla studentów wyższych uczelni technicznych, ale mogą z niej również korzystać projektanci stalowych konstrukcji wodnych, ponieważ zawiera ona liczne, praktyczne wskazówki obliczania i projektowania tych konstrukcji.

Autor jest profesorem zwyczajnym Politechniki Warszawskiej i wybitnym specjalistą w dziedzinie projektowania i wykonywania konstrukcji stalowych w budownictwie wodnym. Polska norma obliczania i projektowania tych konstrukcji została opracowana pod kierunkiem prof. Zygmunta Borettiego — autora omawianej książki.

Tomasz Poznański