

V. New practices in concrete buildings

Objekttyp: **Group**

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

Band (Jahr): **8 (1968)**

PDF erstellt am: **23.05.2024**

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.

V

New Practices in Concrete Buildings

V a

Special Problems of Tall Buildings (Shear Walls, Stability of Columns, Effect of Thermal Gradients, Construction Problems)

RAYMOND C. REESE

FASCE, Consulting Engineer, Toledo, Ohio

E. A. PICARDI

FASCE, Partner Skidmore,
Owings & Merrill, Chicago, Illinois

The current popularity of high-rise structures throughout the world makes them an appropriate subject for this Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering. The first part of this paper summarizes the current state of the art, illustrates many of the things currently done and some of the problems thereby encountered. The second part specifically summarizes three types of important questions, hoping they may serve as stimuli for discussion and for future research. Certain types of problems are encountered uniquely in high rise structures that are not met in other structures.

Part I

High rises are sometimes defined as buildings above some 15 or 16 stories in height, but rather than define them in terms of the number of stories, the reporters prefer for purposes of this report to define them as buildings in which the height of the structure is such that prediction of its stability, internal stresses, reactions and movements are necessary and require rigorous analysis of both superimposed vertical and lateral loads and effects of shrinkage, creep, and temperature to assure adequate and safe performance for their intended purposes.

The economic, aesthetic and functional merits of both steel framed and concrete framed high rise buildings are debated now and will be continually debated in the future. At this time, neither material can be singled out as the ideal material for the structural framing of a high rise building. Only after careful

study of the particular project can the designer select a framing material and system and conclude that they are the best solution for the project. Valid conclusions can only be made for a specific project at a specific time in a specific location. The validity of the conclusions will be largely dependent upon the skill, ingenuity and knowledge of the designer. Thus, it is most important that problems which must be solved to produce valid designs be clearly defined, and reasonable and prudent solutions for these problems be available to the designer.

High rises are built for various reasons such as: (1) a desire to make more effective use of land areas, i.e., to get more rentable square feet of floor area per unit land area, (2) to group people closer together in specialized communities for more efficient intercommunication, (3) for prestige and publicity purposes, (4) because of the possibility of higher rentals if all ancillary services are closely available, (5) more efficient use of public services for water, light, sewers, deliveries, and so on, (6) from a desire to get above the congested streets and have some air, openness, and a view as well as to escape street noises, insects, dust and dirt. Continuing expansion shows that the economic feasibility of such structures is assured.

Then what does determine the economic height of a structure? A prime consideration is vertical transportation. At some point the elevator shafts preempt most of the rentable floor space in the lower stories. Vertical travel is improved in a variety of ways, such as: (1) operating elevators at higher speeds, up to 370 meters a minute, (2) by better controls for speedy acceleration and deceleration, (3) by running some cars express part of the height of building and local only between designated floors, (4) by having two-story or even three-story walk-up apartments within the building with elevators stopping only at alternate or every third floor, (5) by operating two cars in the same shaft with a vertical safety chain suspended from the upper car to prevent collision, and (6) running elevators on the outside of the building. Even so, the amount of otherwise rentable space displaced by elevators is a major determinant.

The amount of space occupied by stacks for plumbing, heating, ventilating and electric services is of considerable importance. High velocities, mechanical rooms at intermediate floor levels, high voltages and similar devices are considered in order to minimize lost rentable floor space. At somewhere around 16 to 18 stories, there is often a sharp break in the bids due to the necessary provisions for mechanical and structural requirements.

Walls are made as thin as practicable, e.g., insulated steel panels in lieu of masonry. Column sizes are made as small as possible by using high strength materials. Columns are spaced and shaped to fit into intersections of partitions and similar out-of-the-way spots to keep room areas clear. Columns must be far enough apart to permit unobstructed rooms of adequate size between them or they might be exposed and free-standing in a larger room.

As the designer reduces structural sizes, he becomes more and more involved

in problems of allowable sidesway ("drift"), vibration, and related phenomena. If column stacks can extend vertically from footing to roof, the volume of the building and its cost are minimized. If there are different occupancies on different floors, such as apartments over stores over garages, it is not a simple planning problem to get vertical stands of columns. Transfer girders are sometimes required to carry column loads from one pattern of columns to a different one. Such girders are often half a story to a full story in depth and require that much more cubage to enclose them. Sometimes service rooms can be worked in around them. Striving for a single plan of intercolumnation in floor plans that differ widely is worthy of considerable study. All these problems are largely architectural, although very much the concern of the structural engineer.

All high rises have certain structural problems in common. The loads are concentrated rather heavily over a limited land area, giving foundation problems, resulting usually in: (1) spread footings with high soil bearing intensity, (2) mats or rafts, (3) piles, (4) caissons, or similar devices. Careful subsurface soil investigations are made in advance of the development of plans. Estimates are made of probable settlements and the magnitudes tolerable by the structure.

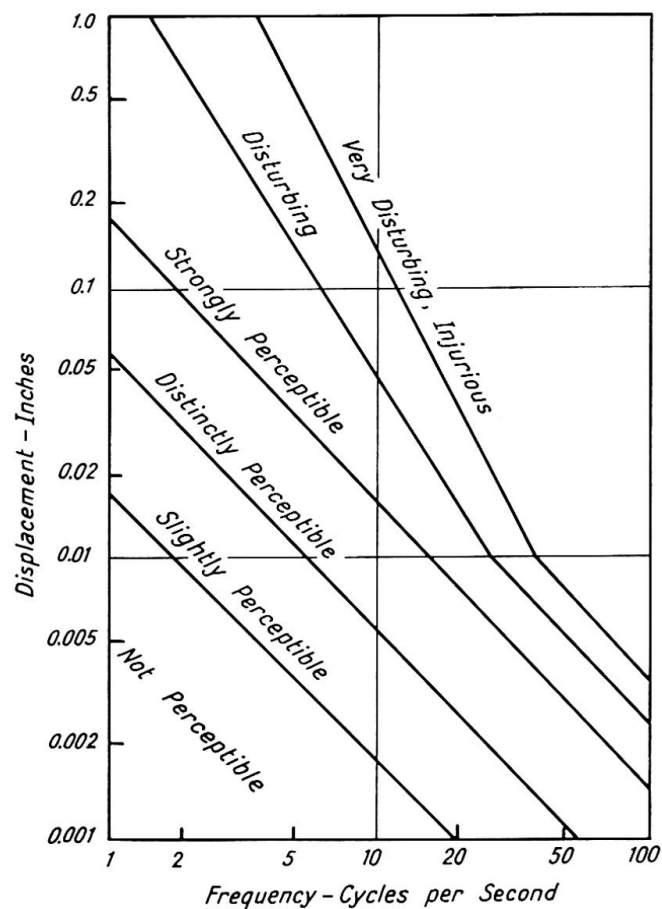
Sometimes the supporting of the loads within the allowable bearing capacities is closely dependent upon the dead weight of the structure itself, and refined design techniques to minimize this dead weight become very important, as does the use of lightweight materials, including lightweight aggregate concrete.

Fire resistance is another characteristic that must be built into any high rise structure regardless of the materials used. Simple and sure means for emergency egress become increasingly hard to provide as the number of stories increases. Hence, all of the construction materials should be as fire-resistant as practicable. Three- or four-hour ratings are usually demanded by building codes and should provide sufficient time to vacate the building in an emergency.

Because most high rises are narrow in proportion to their heights, resistance to wind and seismic forces must receive primary attention. There are various ways of stiffening the three-dimensional rectangular-shaped skeleton framework of a high rise building, such as: (1) stiff joints between flat plate or flat slab floors (or between joists, beams or girders) and columns, making the entire structural frame a vertical Vierendeel truss cantilevered upward from the earth, (2) substitution of diagonal bracing for these stiffened quadrangles, (3) use of special braced bents or shear walls especially to resist lateral forces. Such provisions are time-consuming enough to analyze when the columns continue vertically upward in a single pattern. If set-backs occur or if the grid pattern of the column centerlines varies from floor to floor, even if only offset within successive planar sections, the design work is considerably increased. If such offsets are combined with others at right angles and outside the successive planar sections, the computational work is rendered even more complicated. Transfer girders are often short, heavily loaded beams that may involve analysis as deep beams. Torsion can not always be eliminated, and where it is not, a torsional

appraisal must be made. In particular, the original planning must recognize such bracings, shear walls, transfer girders, and similar provisions and supply spaces in which they may be accommodated.

Even the psycho-physiological effects upon occupants must be considered. It is becoming apparent that lateral accelerations and deflections that can be safely tolerated by the structure may be annoying to occupants. Some medical research upon the reactions of human beings to various amounts of movement and rates at which cyclical movements take place has been done. The accompanying figure summarizes enough of these details to indicate the direction studies are taking to define humanly tolerable lateral movements.



Effects upon partitions, ceilings, external claddings, and floorings must also be considered, not only to guard against unsightly cracking, but also to avoid deflections and warpings that prevent doors and windows closing properly. It is necessary to provide for unavoidable vertical deformations of columns under load with suitable expansion connections. (Steel columns 300 meters high, stressed throughout to 2000 kg/cm², with Young's modulus 2,100,000 kg/cm² will necessarily shorten some 30 cm in height so that relatively unstressed steel panel walls, for example, must provide an aggregate of this amount of movement in jointings.)

Methods of analysis will be pretty much the same regardless of materials. Because of the large number of repetitions of floor loads, they should be established carefully—live loads high enough to provide requisite safety, low enough to provide economy, minimize loads on the foundations and permit construction at all. While established by local building codes for any given structure, the recommendations are now undergoing very careful appraisal. Construction loads can easily exceed those of subsequent occupancy, so they must be taken into account in the design or arrangements made to spread them out in a manner that will keep them within design assumptions. Partitions, especially when of masonry, and when there are many ducts and shafts, should be estimated realistically and not lumped into an arbitrary and possibly excessively low allowance per square foot. Dead loads should be evaluated with some care and not arbitrarily assumed. A high stack of riser pipe supported by a tight clamp at a specific floor can produce a concentration of considerable magnitude and the floor system on either side must take this into account.

The effects of live loads can be reduced by a factor probabilistically determined and dependent upon the number of floors and the floor area supported and the relative magnitudes of live and dead loads. Structural analysts influenced somewhat by designers of aircraft and space vehicles and by scientists are coming more and more to understand and use statistical approaches to their more involved problems.

Wind loads are closely related to wind velocities upon which much meteorological information has been accumulated. However, the possible shielding by nearby structures should be considered. Generally, wind forces have been treated as static loads covering the projected exposed area completely. Dynamic effects of gusts and of high-intensity small-area impacts are seldom individually studied; the over-all static force is assumed of sufficient intensity to include the dynamic effects. Obviously, an intensity of horizontal pressure that would be sufficient to insure frame stability of the structure as a whole would be a low value for designing the plate glass in a picture window of a penthouse apartment. Measurements now underway on some unusually high structures and including simultaneous observations of wind pressures will shed light upon many questions including: (1) how pressures on the face of a building relate to general wind velocities recorded in the area; (2) how well the lateral movement of a building and its cyclical characteristics are predicted by analysis; (3) whether these movements are tolerable by the structure and by its human occupants; (4) the approximate restraint offered by walls, partitions, and similar items often omitted in design analysis or accounted for by a reduction in the unit load.

Seismic forces are similarly under study, as well as the responses of structural frames to such exposures. Seismic forces are increasingly treated by dynamic analysis. Such factors as the energy absorption capacity and the ductility of structural frameworks then become important.

The level above which permanent distortions could be accepted must be considered. Great advances are being made both experimentally and analytically. Differences of opinion, of course, exist but a large body of knowledge is now available from information upon the forces set up by earthquakes, to the response of structural frameworks to them, and on to the levels that are tolerable by structures and their occupants.

In designing structures to resist these forces of dead and live loads, vibration, wind and earthquakes, analyses vary from the simplest to the most sophisticated and often combine many attacks on the problem. With electronic computers, it is practicable to solve frame matrices of tremendous complexity. It is also possible to develop a satisfactory structural frame by rather simple assumptions. As long as these simple assumptions are applied to structures similar to those where they have already produced satisfactory results, it is likely that they will give safe results and the major concerns are economy and the possible behavior under a combination of adverse circumstances, i.e., the magnitude of the overall factor of safety. Simple methods are a necessity in shaping up an initial skeleton to which more refined methods can be applied. The refined and computerized analyses can go so far as to account for the longitudinal deformation of members, in addition to flexural effects, and their consequent distortion of the quadrangular frames. Two words of caution are appropriate: (1) the work involved and the opportunities for error increase exponentially with the number of items considered—the computer, once properly programmed, can deal with great numbers of variables, but the analyst is not always similarly gifted; (2) there is a tendency to rely heavily upon the neatly typed columns of figures printed out by a computer; it is very difficult for the engineer who is not an expert at programming to see that each step and each item is properly accounted for, to learn which criterion determined the result, or what modification in design might greatly improve the result. Structural design is still almost as much of an art as a science; there is still no one best solution that a computer can automatically provide.

This summary, necessarily general, and free from applications and details, starts with the fact that all high rise structures have many areas in common, including architectural and economic considerations, methods of structural analysis, choice of loads, and human tolerances. Turn now to the specific considerations of high rise structures of reinforced concrete.

Floor systems can be of a variety of types: (1) slab, beam and girder; (2) concrete joist floor construction; (3) waffle slabs; (4) flat plate; (5) flat slab; (6) lift slab; and (7) others. Some factors that affect the choice between these include: (1) ceiling construction, (2) span, (3) load, (4) story height, (5) height of building.

The ceiling construction may have an important effect. If services are distributed in vertical shafts or ducts over corridor ceilings and do not require suspended ceilings in the rooms, a flat plate floor, with ceiling exposed and

painted where acceptable or with acoustical tile or similar material applied where desired, is economical in itself, saves thickness in the floor system, and will accept the most irregular patterns of column spacings. If shear walls or braced bents are not provided, the transfer of moments between slab and columns requires structural analysis since slabs are thinner than columns and only a limited width of slab participates in this transfer of moments. Often the item that determines column periphery and slab thickness is the shear around the column. This very often has more of an effect on slab thickness than flexure.

Sometimes slab, beams and girder construction is left exposed and painted. The cost of formwork for this system is considerably greater than for a flat plate; the height of building, except for very long spans, is increased to accommodate the deeper beams, the appearance of the ceiling is cut up with beams, freely irregular column spacings are more difficult to achieve, and flat plates are a more accepted solution.

Concrete joist floor construction may be visualized as a solid slab of a thickness equal to the total depth, with all of the concrete that is above the neutral axis and so in compression under positive moment retained and with as much of the more or less inert concrete below the neutral axis removed as consistent with adequately resisting shear and covering the bars. This not only saves the cost of the displaced concrete but lightens the dead weight supported by the structural frame all the way down through the footings. The economy of this system may start with spans of as little as 4 or 5 meters and increases as the spans increase. Spans of 15 to 20 meters or more have been satisfactorily and economically used. The relatively close spacing and constant repetition of ribs is not very attractive. The substantial possible savings in cost may have to be reduced by the cost of a suspended ceiling. The ability of the joists to span considerable distances often results in beam spans of similar amount in the opposite direction. Then the working of these relatively deep beams into the architectural planning without sacrificing headroom may be a problem.

To digress slightly, it is tacitly assumed in what has been said that the cost of a high rise structure is dependent upon its contained cubage. This is roughly true. A higher building means more area of exterior enclosing walls, and of interior partitions and shafts, longer stairs and longer elevator travel, more length of riser pipes and ducts. Generally, the clear story height from floor to ceiling is determined by code. To this is added the thickness of the floor system from ceiling to finished floor to establish the floor-to-floor story height. Thus, a thin floor system saves not only in the amount of material it requires but in all the items just mentioned and other similar ones.

Waffle slab construction ("grid system") is to a two-way flat plate what a joist floor is to a one-way solid slab. It can be designed as a flat plate without supporting beams or girders. To some extent, columns need not be spaced in an exactly rectangular pattern, though the standard types of removable forms available severely limit very much irregularity. The grid-like pattern of the

underside is often acceptable in itself as a finished ceiling. If a suspended ceiling is required under the slab, some economy and some headroom is lost.

Lift slabs are constructed by erecting and bracing the columns only to the full height of the structure, placing the concrete slab on the ground and superimposed directly on top of it, and on top of each other, all the floor slabs with appropriate bond-breaker and containing the built-in pipes and conduits. After the slabs are sufficiently hardened, they are raised up the columns already in place and supported at proper levels with collars or brackets. Thus the building of elaborate formwork is largely eliminated.

While flat plates are an almost standard feature in high rise apartments and hotels, the companion flat slab with a flaring capital, and possibly a drop panel, at the top of each column, thus taking substantial moments, is very seldom if ever used. It is considered more of a system for warehouses and factories where heavy loads induce large moments.

Columns, too, can be of all conceivable shapes. Square, rectangular, and circular shapes are perhaps the easiest to consider but ell and tee shapes fitted to corners in interior partitions and ducts often occupy less of the useable floor space. Spiralled reinforcement goes naturally with round columns. While spirals can be used in square columns, the new Code, ACI 318-63, does not appraise the ultimate carrying capacity high enough above that of a similar column with lateral ties to make the cost of the spiral pay out. Space-saving being of so high a dollar value, high strength concrete is usually specified in columns only. While the rest of the structural frame may use concrete of 250 kg/cm² to 275 kg/cm² (28-day, 15 × 30 cm cylinder tests), columns are often of 350, 400, or 450 kg/cm² quality. At around 450 to 475 kg/cm², coarse aggregates must be carefully selected; mixing and placing must be controlled; and soon economy vanishes. For precast and prestressed members, strengths approaching or surpassing 700 kg/cm² are in regular production, but not for cast-in-place concrete. Paper-tube forms or sectional sheet steel forms work extremely well for circular columns. They are coming into use for square columns. Ell and tee shapes are formed with plywood or boards. Small electrical conduits are regularly buried in columns, the small sizes without consideration in design, the larger ones considered as the displacement of that much bearing area.

Where architectural treatment exposes one face of an exterior column through the outside wall to the action of cold weather and freezing and at the same time exposes the interior portion of the column to the temperature of moderately highly heated rooms, problems of the temperature gradient through the mass of such a column arise. At first glance, a severe stress condition is suggested which is modified somewhat by further study and experience.

Foundations have already been mentioned. Foundation problems are about the same for structural steel frameworks and for reinforced concrete. While it has been claimed that the dead weight of the former is enough less to simplify design problems especially on soils of limited capacities, load determinations

on several alternate studies did not find this to be the major item one would off-hand assume.

In lieu of columns, many recent high rise structures substitute bearing walls and partitions which may be of concrete cast in place, or of precast panels, or of masonry units laid up in mortar on the job. Some building codes that were not written with such bearing walls specifically in mind have rather empirical, safe but rule-of-thumb, methods for determining the dimensions of such bearing walls. With current usages, experiments and studies, the structural design of such walls or wall panels is gradually being put on a basis comparable with the structural design of other members.

An interesting variation is to carry up the cast-in-place wall system first with vertically moving slip-forms such as are used in the construction of grain storage bins and following behind with the floor system. Sometimes the appearance of such walls is satisfactory for exposed use in the finished building. Such electrical provisions as base plugs and switches then have to be incorporated as the forms move gradually upward. While pilasters, chases, and projections or incisions of this sort are readily incorporated into the forms while they are being built, and while pockets or boxes can be left to receive the floors, which must of necessity be built later, the same contours should, if at all possible, extend from foundation to roof. For bracing, floors should be installed not over two or three stories below where the sliding forms are in place.

So far, precast wall panels are much more used in Europe than in North America, largely on the basis of comparative economics, partly because of the interest, skill, and techniques of contractors.

The possibility of using lightweight aggregates to decrease the weight of the structural framework and so the size of bearing walls, columns, and footings has been mentioned. Lightweight aggregates are greatly used in various parts of the United States, somewhat less in areas that have good available natural stone, very much less in most other countries.

Part II

The purpose of Part II of this report is to present a survey of what these reporters consider the three most important problems, which they hope will provoke discussion and eventually serve as a basis for future researches.

1. The effect of wind loading on high rise building frames.
2. The effect of shrinkage, temperature, and creep on high rise building frames.
3. Design and performance of long span floor systems in high rise building frames, especially with reference to deflections and vibrations.

Each of these primary problems can be divided into several specific problems in which either little or no research has been done or in which present established

methods of solution are probably no longer valid because the nature of the high rise building has changed. Brief comments on the change in the nature of high rise buildings is warranted here. The change we wish to stress is primarily the architectural change from heavy, stiff curtain wall and partition systems to lightweight systems which provide little or no extra stiffness to the building. The structural frame of the modern high rise structure and it alone must resist all lateral loads and it must not only be structurally safe against collapse or failure dangerous to life and limb, but also perform motion-wise in such manner as to be unobjectionable to the occupants and nondestructive of partition systems, glass and lightweight walls etc.

The trend toward large, column-free areas has led to longer spans and larger bay sizes in high rise buildings. Thus, more attention must be given to design for adequate performance of long spans in these modern buildings.

New exterior wall systems and architectural treatment of many high rise buildings, particularly concrete structures, now have the basic frame either partially or fully exposed to the effects of weather. These parts of the frame are subject to constant daily and seasonal changes in temperature while other connected parts are maintained at fairly constant temperature. It is thus evident that stresses and strains due to temperature effects must be given serious consideration by the designers of these types of modern high rise buildings and this consideration must extend beyond the level of providing safety from collapse or failure dangerous to life and limb, but also to performance.

The types of problems which will be discussed are not theoretical possibilities of unlikely difficulties, but are very real situations which have developed in some degree in the experience of the reporters and other engineers. These were situations that required some modification of completed structures and that could have been improved during the design stage. In researching each problem, information, data and experience were found to be quite inadequate for rigorous solutions of the problems.

The first problem, "The Effects of Wind Loading on High Rise Building Frames", involves problems ranging from realistic determination of wind velocities during the life of a structure at a specific location all the way to determination of the psychological and physiological effects of motion on occupants of the building. Subproblems under this heading can be listed as follows:

1. Meteorological research to determine wind velocities at ground level and above ground to heights of perhaps 600 meters in and around urban areas.
2. Analysis of existing meteorological data gathered over past years wherever available.
3. Instrumentation and gathering of meteorological data on existing high rise structures over a reasonable period of time together with instrumentation to determine pressure distribution and aerodynamic response of the structure, drift, period of vibration, etc.

4. Aerodynamic model analysis of an existing structure with its surrounding buildings and terrain which can be compared with actual data obtained from the investigations noted in Item 3.

5. Development of dynamic analysis methods for prediction of building drift under realistic wind conditions rather than conventional assumed static wind pressure.

6. Research on the psychological and physiological effects of actual building drifts as determined in Item 3.

7. Research in aerodynamic response of concrete structures with various types of framing systems and comparison with steel framing types.

8. Research on actual buildings, aerodynamic response and its effects on generation of noise and cracks in partition and floor systems.

9. Methods for design of partition and curtain wall systems which will perform satisfactorily when activated by aerodynamic response of the structural frame.

10. Under wind loading, it is possible for stress reversals to occur in certain members of a high rise building frame. Research toward accurate prediction of the number of stress reversals and their magnitude during the life of a structure seems to be warranted. The matter of fatigue stress in both steel shapes and reinforcing steel could then be more properly investigated. This research should include prediction of real live load studies as the combination of real live load and real wind load over the life of the structure will be the determining factors in computing the expected number and magnitude of stress reversals. Fatigue effects due to vibrations induced by both wind and other forces also merit consideration.

Our second category for study, "The Effect of Temperature, Shrinkage, and Creep on High Rise Building Frames", suggests many subproblems as follows:

1. Development of methods for computing thermal gradients in structural parts of a frame partially or fully exposed to temperature variation.

2. Research, including instrumentation, of existing structures to check the validity of the computation methods developed as noted in Item 1 above.

3. Development of methods for accurate computation of stresses and strains from the effects of shrinkage, temperature variation, and creep.

4. Research, including instrumentation, of existing structures to determine validity of computation methods noted in Item 3 above.

5. Research and development of curtain wall and partitioning systems to perform satisfactorily in structures with strain and movements due to shrinkage, temperature, and creep.

6. Development of structural frame details to assure adequate performance under conditions of varying temperature of exposed or partially exposed members.

Our third category of problems, "Design and Performance of Long Span Floor Systems in High Rise Buildings", suggest subproblems as follows:

1. Research on existing buildings with long span floor systems to determine:
 - a) Effects of deflections on partition systems and floor finishes.
 - b) Psychological and physiological effects of motion and vibration of floors induced from occupants, mechanical systems and wind forces.
 - c) Dampening effects of appurtenant items such as partitions, furnishings, window walls, etc.
2. Analysis of data obtained in Item 1 and development of adequate theory and methods for the prediction of possible motion problems and solution of these problems.
3. Establishment of criteria for adequate floor systems, not only which provide safety from collapse or failure dangerous to life and limb, but also which perform in such manner as to avoid objectionable motion and displacement.
4. Development of new floor systems specifically for high rise structures by intensive application of ingenuity and inventiveness.

We are of the opinion that many of the older high rise structures and some of the modern ones perform adequately, not because the design assumptions and methods of solution are precise, but more often because over-conservative horizontal and vertical static loading conditions were assumed and basic frames were stiffened by as much as 200% to 300% by wall and partition systems. In short, we habitually and fortunately built in enough error on the conservative side to offset the effects of failure to recognize and solve real design problems. Obviously this procedure worked for the type of buildings which were designed, but we should not continue such methods for design of the new and different structures we will be called upon to produce today and tomorrow. The state of the art must be upgraded. The problems must be clearly defined, data from instrumentation and observation of existing modern structures must be gathered and evaluated and new theory and design methods must be formulated. Codes must be constantly re-examined in the light of new experience and expanding knowledge.

V

Développements nouveaux relatifs aux bâtiments de grande hauteur en béton

V a

Problèmes spéciaux aux bâtiments de grande hauteur (murs de contreventement, stabilité élastique des poteaux, effets de gradients thermiques, problèmes constructifs)

RAYMOND C. REESE

FASCE, Consulting Engineer, Toledo, Ohio

E. A. PICARDI

FASCE, Partner Skidmore,
Owings & Merrill, Chicago, Illinois

La popularité dont jouissent actuellement les structures de grande hauteur dans le monde entier fait d'elles un thème tout indiqué pour ce Congrès. Dans la première partie de la présente contribution, on fera brièvement le point de l'état actuel de l'art, on décrira de nombreuses pratiques actuelles et l'on évoquera certains des problèmes rencontrés dans ce domaine. La seconde partie sera spécifiquement consacrée à la présentation succincte de trois catégories de problèmes importants, avec l'espoir qu'ils suscitent des discussions et de nouvelles recherches. Aux structures de grande hauteur sont associés certains types de problèmes qui leur sont propres et qu'on ne rencontre pas à propos des autres ouvrages.

1^{re} partie

Les ouvrages de grande hauteur sont parfois définis comme étant des bâtiments de plus de 15 ou 16 étages; néanmoins, plutôt que de les définir en fonction du nombre d'étages, les rapporteurs préfèrent, aux fins du présent rapport, les définir comme étant des bâtiments dont la charpente est d'une hauteur telle que, pour leur assurer un comportement sûr et approprié à leur destination, il est nécessaire de déterminer au préalable les conditions de stabilité, les contraintes intérieures, les réactions ainsi que les déplacements, et de procéder à une analyse rigoureuse des surcharges verticales et horizontales ainsi que des effets du retrait, du fluage et de la température.

C'est maintenant et ce continuera incessamment d'être dans l'avenir un sujet de discussion que de savoir quels sont les mérites respectifs, des différents

points de vue économique, esthétique et fonctionnel, des bâtiments élevés à charpente métallique et à charpente en béton. Pour le moment, aucun matériau ne peut être mis à part et considéré comme représentant le matériau idéal des charpentes des bâtiments de grande hauteur. Ce n'est qu'après avoir étudié minutieusement tel ou tel projet déterminé que le constructeur est en mesure de choisir le matériau et le système de charpente et de conclure qu'ils représentent la meilleure solution pour le projet. On ne peut tirer de conclusions valables qu'à propos d'un projet donné, en un temps donné et en un lieu donné. La validité des conclusions retenues dépend pour une grande part du talent, de l'habileté et de l'étendue des connaissances du constructeur. Il est de ce fait extrêmement important de poser clairement les problèmes dont la solution est la condition de l'établissement d'un projet valable et, pour chacun de ces problèmes, d'offrir au constructeur des solutions raisonnables et prudentes.

Différentes raisons peuvent être à l'origine de la construction d'un bâtiment de grande hauteur, par exemple: (1) le désir d'utiliser plus rationnellement le terrain, c'est-à-dire d'avoir une meilleure rentabilité de la surface bâtie, (2) le désir de grouper plus étroitement des individus à l'intérieur de communautés spécialisées en vue d'améliorer les intercommunications, (3) la recherche d'un effet de prestige et de publicité, (4) la possibilité de fixer des loyers plus élevés si tous les services domestiques peuvent être assurés dans un rayon étroit, (5) la recherche d'une rationalisation du fonctionnement des services publics de l'eau, de l'éclairage, des égouts des distributions etc., (6) le désir de s'élever au-dessus des rues embouteillées, d'avoir un peu d'air, une certaine ouverture et une vue, et d'échapper aux bruits de la rue, aux insectes, aux poussières et aux agents salissants. Leur développement croissant montre que la réalisation économique de ces constructions est un fait assuré.

Quels sont donc les facteurs déterminant la hauteur économique d'une construction? Ce sont les transports dans la direction verticale qui représentent le premier. Dans les étages inférieurs, les cages d'ascenseur prennent une grande partie de l'espace pouvant être loué. Il y a plusieurs façons d'améliorer les moyens de transport vertical, comme par exemple: (1) en faisant marcher les ascenseurs à une vitesse plus élevée, jusqu'à 370 mètres à la minute, (2) en prévoyant de meilleures commandes pour des accélérations et décélérations plus fortes, (3) en organisant un service express pour certains ascenseurs sur une partie de la hauteur du bâtiment et un service omnibus seulement entre certains étages déterminés, (4) en aménageant dans l'immeuble des appartements de deux ou même trois étages sans ascenseur, avec des ascenseurs ne s'arrêtant que tous les deux ou trois étages, (5) en disposant deux ascenseurs dans la même cage, avec une chaîne verticale de sécurité suspendue à l'ascenseur supérieur pour prévenir les collisions, et (6) en disposant des ascenseurs à l'extérieur du bâtiment. Même dans ces conditions, le volume locatif perdu du fait des ascenseurs reste un facteur déterminant.

Le volume occupé par les conduites de plomberie, de chauffage, de venti-

lation et les installations électriques est d'une importance considérable. Pour rendre aussi faibles que possible les pertes d'espace locatif, on a recours aux vitesses élevées, aux salles de machines aux niveaux intermédiaires, à la haute tension et à des installations et systèmes analogues. Quelque part entre 16 et 18 étages, il y a souvent une coupure nette dans les offres qui est due aux dispositions qui doivent être prévues pour satisfaire aux exigences mécaniques et aux conditions de construction de la charpente.

On fait les murs aussi minces que possible, des panneaux métalliques avec isolation remplaçant par exemple la maçonnerie. On prend des matériaux à haute résistance pour dimensionner au minimum les poteaux. La distance et la forme des poteaux sont déterminées de façon à s'adapter dans les espaces correspondant aux intersections de cloisons ou autres points écartés de cette sorte, de façon à garder dégagée toute la surface des pièces. Les poteaux doivent être suffisamment distants les uns des autres pour permettre d'aménager entre eux des pièces de dimensions appropriées dépourvues d'obstacles, alors que dans des pièces plus vastes ils pourraient se trouver exposés au milieu d'elles.

A mesure que le constructeur réduit les dimensions de l'ossature, il a de plus en plus à faire face à des problèmes d'oscillation latérale admissible («dérive»), de vibrations et de phénomènes analogues. Si les passages de poteau peuvent s'étendre verticalement d'une seule traite de la semelle au toit, le volume et le coût de la construction se trouvent réduits au minimum. Si différents étages sont destinés à des usages variés, comme par exemple avec des appartements au-dessus de magasins au-dessus de garages, ce n'est pas un problème simple d'établir un projet avec des poteaux verticaux. Il est parfois nécessaire de prévoir des poutres de transfert pour reporter les charges d'un système de poteaux sur un autre. Ces poutres ont souvent la hauteur d'un demi-étage ou d'un étage entier et requièrent encore un important volume complémentaire autour d'elles. Il est parfois possible d'aménager des volumes de service de long de ces poutres. La recherche d'un plan unique d'entre-colonnement dans des plans d'étage qui présentent de larges différences représente un problème qui vaut la peine d'être étudié de très près. Toutes ces questions sont pour une grande part d'ordre architectural bien qu'étant tout à fait l'affaire de l'ingénieur.

Tous les bâtiments de grande hauteur ont certains problèmes de charpente en commun. Il y a une concentration assez forte des charges sur une surface limitée, ce qui pose des problèmes pour les fondations, aboutissant généralement à: (1) une fondation distributrice avec un sol de portance élevée, (2) des radiers, (3) des pieux, (4) des caissons, ou des systèmes similaires. Avant d'établir les plans, on procède à une étude minutieuse du sous-sol. On estime les tassements probables ainsi que ceux pouvant être supportés par l'ouvrage.

Parfois, la possibilité d'avoir des charges inférieures aux limites de portance admissibles dépend étroitement du poids mort de l'ouvrage lui-même, et une grande importance s'attache alors aux techniques élaborées qui permettent de

réduire ce poids mort, comme par exemple l'emploi de matériaux légers, y compris le béton à argile soufflée.

La résistance au feu est une autre caractéristique qui doit être conférée à tout bâtiment de grande hauteur, et ce quels que soient les matériaux employés. Plus il y a d'étages, plus il devient difficile de réaliser des moyens d'évacuation simples et sûrs. Il s'ensuit que tous les matériaux utilisés dans la construction doivent être aussi résistants au feu qu'il est possible. Les codes de construction imposent que soit assuré un temps suffisant pour permettre l'évacuation des bâtiments en cas d'urgence, et fixent à cet effet des intervalles de trois ou quatre heures.

En raison de la faible largeur que présentent la plupart des constructions élevées par rapport à leur hauteur, c'est la résistance aux efforts sismiques et aux charges dues au vent qui vient se situer au premier plan des préoccupations. Il existe différentes façons de raidir le squelette tri-dimensionnel de forme rectangulaire d'un bâtiment de grande hauteur, ainsi peut-on prévoir: (1) des joints rigides entre, d'une part, tôle plane ou plancher-dalle (ou entre poutrelles, ou poutres) et, d'autre part, piliers, ce qui fait de l'ensemble de la charpente une poutre Vierendeel formant console dans la direction verticale à partir du sol, (2) le remplacement de ces figures quadrangulaires par un système d'entretoisement à barres obliques, (3) l'emploi de portiques à contreventement spécial ou de murs de cisaillement spécialement destinés à résister aux efforts horizontaux. Quand il s'agit de piliers s'étendant de manière continue dans la direction verticale selon un dessin simple, ces systèmes prennent déjà pas mal de temps à calculer. Le calcul s'allonge considérablement s'il y a des tassements ou si la répartition des axes des piliers varie d'un étage à l'autre, quand bien même le décalage n'intéresserait que des sections planes successives. Et si ces décalages se combinent à d'autres disposés à angle droit et à l'extérieur des sections planes successives, le calcul se trouve rendu encore plus compliqué. Les poutres de transfert des charges sont souvent des poutres courtes lourdement chargées dont le calcul peut exiger qu'on les considère comme des poutres de grande hauteur. Il n'est pas toujours possible de supprimer la torsion, et dans ce cas il faut l'évaluer. Il est en particulier nécessaire que le plan original prenne en considération ces entretoisements, murs de cisaillement, poutres de transfert et autres systèmes ainsi que les volumes où les loger.

Il faut aussi tenir compte des effets psycho-physiologiques sur les occupants. Il est apparu que les déformations et les accélérations horizontales peuvent être préjudiciables aux occupants. On a procédé à certaines études médicales sur les réactions des êtres humains aux mouvements cycliques de vitesse et intensité différentes qui se produisent. La figure jointe à la page 504 présente à cet égard suffisamment de données pour mettre en lumière la voie que prennent les recherches entreprises en vue de déterminer les mouvements horizontaux que les êtres humains peuvent supporter.

Il y a également lieu de faire entrer en ligne de compte les effets intéressant

les cloisons, les plafonds, les revêtements extérieurs et de plancher, et ce non seulement pour se prémunir contre des fissurations inesthétiques mais aussi pour éviter les fléchissements et gauchissements qui empêcheraient les portes et les fenêtres de se fermer convenablement. Il est nécessaire de pourvoir aux inévitables déformations verticales des piliers chargés en disposant les joints de dilatation appropriés. (Des piliers métalliques s'élevant à 300 mètres, sollicités partout à 2000 kg/cm^2 et ayant un module de Young de $2100\,000 \text{ kg/cm}^2$, raccourciront nécessairement de quelque 30 cm, de sorte qu'il s'impose que, par exemple, les panneaux métalliques des murs, qui sont relativement peu sollicités, aient des joints permettant un déplacement de cette ampleur.)

Les méthodes de calcul sont à peu près les mêmes quels que soient les matériaux. En raison du grand nombre de répétitions des charges de plancher, il faut les établir minutieusement – avec des surcharges assez élevées pour satisfaire aux conditions de sécurité et assez basses pour satisfaire à l'économie, rendre minimales les charges sur les appuis et rendre possible l'ensemble de la construction. Les codes de construction locaux les ont établies pour tout ouvrage, mais leurs recommandations sont actuellement soumises à un examen minutieux. Les charges à la construction peuvent facilement excéder celles devant se manifester lors de l'occupation, aussi doivent-elles être prises en compte dans le calcul ou doit-on prendre des dispositions pour les répartir de façon que les hypothèses de calcul ne soient pas dépassées. Il convient d'évaluer conformément à la réalité les cloisons, surtout celles en maçonnerie, et quand il y a de nombreux tuyaux et passages, au lieu de les estimer globalement en leur affectant un coefficient arbitraire et peut-être excessivement faible par unité de surface. Il faut user de soin pour évaluer les poids morts et non pas poser des hypothèses arbitraires. Une canalisation élevée soutenue par une bride disposée dans un plancher donné peut produire une charge concentrée très importante, et il faut que le système de plancher, de chaque côté, la prenne en compte.

On peut réduire les effets des surcharges en leur appliquant un coefficient qui est déterminé dans une perspective probabiliste et qui dépend du nombre de planchers, de la surface des planchers supportés et de la grandeur respective des surcharges et du poids mort. Subissant d'une certaine façon l'influence des scientifiques et des constructeurs de l'aéronautique et de l'astronautique, les ingénieurs civils recourent de plus en plus à la statistique pour analyser les problèmes particulièrement complexes auxquels ils se trouvent parfois confrontés.

Les charges dues au vent sont étroitement liées aux vitesses des vents, et c'est là un domaine où la météorologie a accumulé d'abondantes observations. On doit toutefois considérer l'éventuel effet d'écran exercé par les constructions voisines. C'est généralement en tant que charges statiques couvrant complètement la surface exposée du projet que l'on traite les charges dues au vent. On étudie rarement individuellement les effets dynamiques des rafales et des chocs de forte intensité intéressant des surfaces restreintes; on admet que l'effort

statique général est d'une intensité suffisante pour inclure les effets dynamiques. Il est bien évident qu'une valeur de pression horizontale qui serait suffisante pour assurer la stabilité de la charpente de l'ouvrage dans son ensemble serait bien faible pour le calcul du verre de la verrière d'un atelier de peintre. Les mesures auxquelles on procède actuellement sur certaines constructions de hauteur inhabituelle, et qui comprennent simultanément l'observation des pressions exercées par le vent, permettront de mieux comprendre de nombreuses questions, parmi lesquelles: (1) la manière selon laquelle les pressions exercées sur la surface d'un bâtiment sont liées aux vitesses générales du vent enregistrées dans la région; (2) la mesure dans laquelle l'analyse permet de prévoir les mouvements horizontaux d'une construction et ses caractéristiques oscillatoires; (3) la question de savoir si ces mouvements peuvent être supportés par la construction et les êtres humains qui l'occupent; (4) l'effet approximatif d'encastrement exercé par les murs, les cloisons et autres éléments qu'on omet souvent de prendre en compte dans les calculs ou qu'on fait intervenir en réduisant la charge unitaire.

Les charges dues aux séismes sont elles aussi en cours d'étude, ainsi que les réactions des charpentes qui s'y trouvent exposées. C'est en les soumettant à l'analyse dynamique que, de plus en plus, l'on traite les efforts sismiques. Des facteurs comme la capacité d'absorber l'énergie et la plasticité des charpentes deviennent alors importants.

Le niveau au-dessus duquel des déformations permanentes pourraient être acceptées est une question qui mérite l'attention. De grands progrès sont faits actuellement, dans le cadre de recherches théoriques aussi bien qu'expérimentales. Des différences d'opinion se manifestent, bien entendu, mais un vaste ensemble d'informations a été recueilli qui va des données relatives aux forces mises en jeu par les tremblements de terre à la réaction que les charpentes leur opposent et aux niveaux qui peuvent être supportés par les constructions et leurs occupants.

Pour édifier des ouvrages résistant à ces efforts dus aux surcharges et au poids mort, aux vibrations, au vent et aux tremblements de terre, les méthodes de calcul mises en œuvre vont des plus simples aux plus élaborées en combinant souvent plusieurs approches du problème. En faisant intervenir les calculatrices électroniques, c'est chose possible que de calculer des charpentes auxquelles sont associées des matrices d'une considérable complexité. Il est aussi possible de développer une ossature satisfaisante à partir d'hypothèses assez simples. Tant que ces hypothèses simples s'appliquent à des ouvrages semblables à ceux à propos desquels leur application a déjà donné de bons résultats, il est probable qu'elles permettent de réaliser une construction sûre, les principaux problèmes étant alors l'économie et le comportement éventuel de l'ouvrage en présence d'une conjonction de circonstances défavorables, c'est-à-dire la valeur du coefficient général de sécurité. C'est une nécessité que d'avoir des méthodes simples pour dessiner l'ensemble du squelette initial auquel on pourra appliquer des

méthodes plus raffinées. Les analyses détaillées et traitées sur calculateur peuvent aller jusqu'à prendre en compte la déformation longitudinale des éléments, outre les effets dus à la flexion, ainsi que la déformation des cadres rectangulaires qui en résulte. Deux points méritent qu'on lance un appel à la prudence: (1) le travail impliqué et les occasions d'erreurs augmentent exponentiellement en fonction du nombre d'éléments considérés; le calculateur, une fois convenablement programmé, est capable de traiter un grand nombre de variables, mais l'analyste, pour ce qui le concerne, n'est pas toujours aussi doué; (2) on a tendance à se fier totalement aux belles colonnes de chiffres qui sortent de l'imprimante du calculateur; pour l'ingénieur qui n'est pas un expert en programmation, il est bien difficile de s'assurer que chaque pas de calcul et chaque élément a été bien traité, de distinguer le critère qui a déterminé le résultat ou quelle modification pourrait sensiblement l'améliorer. La construction relève encore presque autant de l'art que de la science; il n'existe pas encore de solution optimale qu'un calculateur puisse automatiquement délivrer.

Cet exposé succinct, par force très général, où les applications et les détails ne peuvent trouver place, procède du fait que toutes les constructions de grande hauteur posent à de nombreux égards les mêmes problèmes, parmi lesquels les questions architecturales et d'économie, les méthodes de calcul, le choix des charges et les tolérances humaines. Venons-en maintenant à ce qui touche spécifiquement les ouvrages de grande hauteur en béton armé.

Les systèmes de plancher peuvent être de différents types: (1) dalles et poutres; (2) planchers avec poutrelles en béton; (3) dalles du type gaufre; (4) tôle plane; (5) dalles plates; (6) dalles levées et (7) autres. Divers facteurs commandent le choix à faire entre ces différents types, au nombre desquels: (1) le système de plafond, (2) la portée, (3) la charge, (4) la hauteur des étages, (5) la hauteur du bâtiment.

Le système de plafond peut jouer un rôle important. Si les équipements sont logés dans des canalisations ou puits verticaux passant par les plafonds des couloirs et ne nécessitent pas l'exécution de plafonds suspendus dans les pièces, on a une solution en soi économique avec un plancher constitué par une tôle plane laissant le plafond exposé et soit recouvert de peinture, lorsque cette solution est acceptable, soit revêtu de carreaux d'insonorisation ou d'un matériau similaire si nécessaire; ce système permet de réduire l'épaisseur du plancher et est compatible avec ces espacements entre piliers arrangés de la façon la plus irrégulière. En l'absence de murs de cisaillement ou de portiques entretoisés, la transmission des moments entre la dalle et les piliers exige de calculer la charpente étant donné que les dalles sont plus minces que les piliers et que seule une partie de la largeur de la dalle participe à la transmission des moments. C'est souvent le cisaillement s'exerçant autour du pilier qui détermine la circonférence des piliers et l'épaisseur de la dalle. Ceci a souvent plus d'effet sur l'épaisseur de la dalle que n'en a la flexion.

On laisse parfois exposés et recouverts de peinture les systèmes à poutres

et dalles. Le coût du coffrage est, avec ce système, considérablement plus élevé que dans le cas d'une tôle plane; sauf avec de très longues portées, la hauteur du bâtiment est augmentée pour loger les poutres plus hautes, les poutres donnent au plafond un aspect entrecoupé et il est plus difficile de réaliser un entrecolonnement tout à fait irrégulier, ce qui fait que la solution des tôles planes est plus souvent retenue.

Les systèmes de plancher à poutrelles en béton peuvent se représenter comme constituant une dalle pleine d'épaisseur égale à la hauteur totale, en maintenant tout le béton situé au-dessus de la fibre neutre et, de ce fait, comprimé sous l'action de moments positifs, et en supprimant autant de ce béton plus ou moins inerte situé au-dessous de la fibre neutre qu'il est possible de la faire eu égard à la valeur adéquate de l'effort tranchant et à l'enrobage des fers. De cette façon, non seulement on économise le béton supprimé mais encore on réduit le poids mort que supporte la charpente sur toute sa hauteur jusqu'aux fondations. L'intérêt économique de ce système commence avec des portées aussi faibles que 4 ou 5 mètres et augmente avec les portées. Des portées de 15 à 20 mètres et plus ont été exécutées de façon donnant satisfaction et dans des conditions économiques. L'espacement relativement étroit et la répétition constante des nervures ne sont pas d'un effet très heureux. Les économies substantielles qu'il est possible de faire peuvent se trouver réduites du fait du coût des plafonds suspendus. Comme les poutrelles sont aptes à franchir des distances considérables, il en résulte souvent pour les poutres des portées de même grandeur dans la direction opposée. Ce peut alors poser un problème que d'avoir à faire entrer ces poutres relativement hautes dans le plan architectural sans sacrifier le dégagement vertical.

Ouvrons une parenthèse pour préciser que dans ce qui a été dit il est tacitement admis que le coût d'une construction de grande hauteur dépend de son volume intérieur. Ce qui en gros est vrai. Un bâtiment plus haut implique une plus grande surface de murs extérieurs, de cloisons intérieurs et de passages verticaux, des escaliers et des trajets d'ascenseur plus longs, une plus grande longueur de tuyaux et de passages pour canalisations. Généralement, les codes fixent la hauteur des étages du plancher au plafond. A quoi on ajoute l'épaisseur du système de plancher, du plafond à la surface du plancher terminé, pour obtenir la hauteur des étages plancher à plancher. Ce qui fait qu'un plancher mince représente une économie non seulement eu égard à la quantité de matériau que sa fabrication requiert mais aussi pour tout ce qui concerne les éléments des équipements qui viennent d'être mentionnés ainsi que d'autres du même genre.

La dalle du type «gaufre» (grillage) est à une dalle champignon ce qu'est un plancher à poutrelles à une simple dalle pleine. Elle peut être calculée comme une tôle plane sans poutres d'appui. Dans une certaine mesure, les poteaux n'ont pas besoin d'être espacés selon un mode exactement rectangulaire, bien que les possibilités d'arrangement irrégulier soient grandement limitées du fait

du nombre restreint des types de coffrages amovibles dont on dispose. Le grillage de la face inférieure a un caractère souvent acceptable pour constituer le plafond définitif. S'il est nécessaire de disposer un plafond suspendu sous la dalle, on y perd une partie des avantages économiques ainsi qu'un peu de dégagement vertical.

Le système des dalles levées consiste à ériger les poteaux en les entretoisant seulement au niveau de la plus grande hauteur de la construction, à placer la dalle en béton sur le sol avec, au-dessus d'elle et les unes sur les autres, toutes les dalles de plancher enduites d'une couche antiadhésive appropriée et contenant les conduites et tuyaux incorporés. Une fois les dalles suffisamment durcies, on les soulève le long des poteaux déjà en place pour les fixer, aux niveaux voulus, au moyen de colliers ou de pattes de fixation. On évite ainsi en grande partie la fabrication de coffrages compliqués.

Alors que les tôles planes sont déjà presque classiques dans les ouvrages de grande hauteur à usage d'habitation, qu'il s'agisse d'appartements ou d'un hôtel, un n'utilise que très rarement, si on le fait jamais, la dalle plate qui leur correspond, pourvue d'un chapiteau en saillie, voire d'un panneau basculant, au-dessus de chaque poteau, et qui ainsi absorbe des moments importants. On considère qu'il s'agit là d'un système plus particulièrement approprié aux entrepôts et aux usines où des charges élevées engendrent des moments importants.

Les poteaux, eux aussi, peuvent avoir toutes les formes imaginables. Les sections carrées, rectangulaires et circulaires représentent peut-être la solution la plus facile, mais celles en T et en L, s'adaptant aux angles des canalisations et des cloisons intérieures, occupent souvent une moins grande partie de la place utilisable à chaque étage. Les armatures hélicoïdales vont naturellement avec les poteaux de section circulaire. Alors que les spirales peuvent être utilisées avec les poteaux carrés, le nouveau Code ACI 318-63 ne reconnaît pas à ce système une portance suffisamment supérieure à celle que possède ce même poteau pourvu de tirants latéraux pour que l'emploi d'une spirale, étant donné son coût, soit payant. La place gagnée vaut si cher que le béton haute résistance est en général exclusivement spécifié pour les poteaux. Alors que pour le reste de la charpente on peut employer du béton de 250 kg/cm² à 275 kg/cm² (essais sur cylindre de 15 × 30 cm à 28 jours), on prend souvent pour les poteaux du béton à 350, 400 ou 450 kg/cm². Aux environs de 450 à 475 kg/cm², les agrégats gros doivent être choisis avec soin et il faut contrôler la confection et la mise en place du béton, ce qui fait que l'avantage économique ne tarde pas à disparaître. Avec les éléments préfabriqués et précontraints, on produit couramment des résistances atteignant ou dépassant 700 kg/cm², mais il n'en est pas de même du béton coulé sur place. Les coffrages tubulaires en papier ou ceux constitués avec de petits éléments en tôle donnent de très bons résultats avec les poteaux circulaires. On commence à les utiliser avec les poteaux carrés. Les sections en T et en L sont exécutées avec du contreplaqué ou des planches. Les petites canalisations électriques sont complètement enrobées dans les

poteaux, celles de faibles dimensions sans qu'on tienne compte dans le calcul, celles de plus fortes dimensions étant prises en compte selon la perte de surface portante qu'elles représentent.

Lorsque la conception architecturale fait qu'un poteau extérieur se trouve en partie exposé, à travers le mur extérieur, aux effets du froid et du gel et qu'en même temps la partie intérieure de ce poteau se trouve exposée à la température, tout de même assez élevée, qui règne dans les pièces, il se pose alors des problèmes de gradient de température à travers la masse de ce poteau. Au premier abord, il semble qu'on ait à faire face à des sollicitations sévères, mais la situation se trouve quelque peu modifiée dès que l'on a un peu d'expérience et que l'on étudie davantage le problème.

On a déjà parlé des fondations. Les problèmes qui s'y rapportent sont à peu de choses près les mêmes pour les ossatures métalliques et pour celles en béton armé. Bien qu'on ait soutenu que le poids mort des charpentes métalliques était tellement moindre que l'étude des projets s'en trouvait simplifiée, particulièrement avec des sols de portance limitée, les charges que plusieurs études présentant différentes variantes ont mises en évidence ne permettent pas de confirmer que cet argument a l'importance majeure que d'emblée on serait tenté de lui attribuer.

À la place des poteaux, on trouve dans nombre de constructions récentes de grande hauteur des cloisons et murs porteurs exécutés en béton coulé sur place, ou en panneaux préfabriqués ou encore en blocs de maçonnerie montés sur le chantier avec du mortier. Certains codes de construction, dont les auteurs en les rédigeant n'avaient pas spécifiquement les murs porteurs présents à l'esprit, font état de méthodes sûres mais plutôt empiriques pour déterminer les dimensions de ces murs porteurs. Du fait des études et essais actuellement entrepris, grâce aussi aux habitudes qui se prennent, le calcul de ces murs ou panneaux muraux en vient progressivement à être fait comme il est pratiqué pour les autres éléments.

Une variante intéressante consiste à monter le mur coulé sur place tout d'abord à l'aide de coffrages glissants se déplaçant verticalement, tels que ceux utilisés dans la construction des trémies de stockage de grains, et à continuer derrière avec le plancher. Ces murs présentent parfois un aspect tout à fait satisfaisant dans le bâtiment définitif. Il faut prévoir la mise en place des différents dispositifs électriques, tels que prises et interrupteurs, à mesure que le coffrage se déplace vers le haut. Alors que pilastres, rainures, éléments en saillie ou en creux sont rapidement inclus dans les coffrages pendant leur construction, et alors qu'on peut laisser des trous ou des évidements destinés à recevoir les planchers qui, par nécessité, seront construits ultérieurement, ce sont les mêmes profils qui, dans toute la mesure du possible, doivent s'étendre des fondations à la toiture. Aux fins du contreventement, c'est au plus deux ou trois étages au-dessous de l'endroit où se trouve le coffrage glissant qu'on doit mettre en place les planchers.

En l'état actuel, les panneaux muraux préfabriqués sont beaucoup plus largement employés en Europe qu'en Amérique du Nord, ceci en grande partie pour des raisons d'économie relative et, pour une part, en raison de l'intérêt, des compétences professionnelles et des techniques des entrepreneurs.

On a parlé de la possibilité d'utiliser l'argile soufflée pour diminuer le poids de la charpente et, partant, les dimensions des murs porteurs, poteaux et semelles. Les agrégats légers sont largement employés dans diverses régions des Etats-Unis, alors qu'ils le sont un peu moins dans les régions où l'on dispose d'une bonne pierre naturelle et beaucoup moins dans la plupart des autres pays.

2^e partie

L'objet de la seconde partie du présent rapport est d'étudier ce que les auteurs considèrent représenter les trois problèmes les plus importants et, ce faisant, de susciter des discussions et de fournir éventuellement une base à de futures recherches.

1. L'effet des charges dues au vent sur les charpentes des constructions de grande hauteur.

2. L'effet du retrait, de la température et du fluage sur les charpentes des constructions de grande hauteur.

3. L'étude et le comportement des systèmes de plancher de longue portée dans les charpentes des constructions de grande hauteur, eu égard, particulièrement, aux déformations et aux vibrations.

Chacun de ces problèmes principaux peut être subdivisé en plusieurs problèmes spécifiques qui n'ont été que peu ou pas étudiés jusqu'à présent ou dont les méthodes de traitement actuellement reçues se trouvent probablement invalidées par les modifications qui affectent la nature des constructions de grande hauteur. Il vaut la peine de faire quelques brefs commentaires sur ces modifications. Le premier changement que nous tenons à souligner est tout d'abord d'ordre architectural et concerne le remplacement des cloisons et murs rideaux lourds et rigides par des systèmes légers qui ne confèrent que peu ou pas du tout de rigidité supplémentaire à l'ouvrage. Dans les constructions modernes de grande hauteur, c'est à la charpente et à elle seule qu'il incombe de résister aux efforts horizontaux, et il lui faut non seulement présenter une sécurité structurale à la ruine et aux ruptures pouvant mettre des vies en danger mais aussi, lors de ses mouvements, se comporter de façon que les occupants n'éprouvent aucune gêne et qu'il n'en résulte aucun dommage pour les cloisons, les parois en verre et les murs légers, etc.

La tendance à prévoir de grandes surfaces sans poteaux a conduit à l'adoption de portées et de travées plus grandes dans les immeubles de grande hauteur. Il convient donc de prêter plus d'attention aux calculs par lesquels assurer, dans ces bâtiments modernes, le bon comportement de ces longues portées.

Les nouveaux types de murs extérieurs et la conception architecturale de nombre d'immeubles de grande hauteur, singulièrement ceux en béton, sont tels que la charpente de base se trouve maintenant partiellement ou totalement exposée aux agents météorologiques. Ces parties de la charpente sont soumises à d'incessantes variations quotidiennes et saisonnières de température alors que, dans le même temps, d'autres parties connexes se trouvent maintenues à une température sensiblement constante. Il est donc évident que, pour ces types modernes d'immeubles de grande hauteur, les constructeurs doivent étudier de très près les contraintes et déformations dues aux effets de la température, ce souci, au-delà de celui d'assurer la sécurité à la ruine ou aux ruptures susceptibles de provoquer des accidents personnels, concernant aussi les performances de comportement.

Les problèmes-types que nous allons aborder ne ressortissent pas du tout à des éventualités théoriques ou à d'improbables difficultés, ils se rapportent à des situations bien réelles dont les auteurs du présent rapport ainsi que d'autres ingénieurs ont eu à connaître dans la pratique. Dans les situations que nous évoquons, il fallut apporter des modifications à des constructions terminées alors que des améliorations auraient été possibles au stade de l'étude. L'analyse de chaque problème a fait ressortir que les éléments d'information, la documentation et l'expérience disponibles étaient tout à fait impropres à permettre l'obtention d'une solution rigoureuse pour ces problèmes.

Le premier de ces problèmes, «Les effets des charges dues au vent sur les charpentes des immeubles de grande hauteur», couvre des questions très variées qui vont de la détermination, conforme à la réalité, des vitesses du vent affectant, pendant toute sa durée de service, une construction située en un lieu donné, jusqu'à celle des effets physiologiques et psychologiques qu'exercent les mouvements de la construction sur ses occupants. Les problèmes spécifiques afférents à cette rubrique peuvent s'énumérer comme suit :

1. Etudes météorologiques en vue de déterminer les vitesses du vent au sol et à des hauteurs de peut-être 600 mètres au-dessus des agglomérations urbaines et des environs.

2. Analyse des informations météorologiques existantes rassemblées au cours des années passées partout où elles sont disponibles.

3. Instrumentation et collecte d'une documentation météorologique intéressant, sur une période de durée raisonnable, les constructions de grande hauteur existantes, et appareils permettant de déterminer la distribution des pressions et les réactions aérodynamiques des constructions, les déplacements, les périodes de vibration, etc.

4. Etude aérodynamique, sur modèle, d'une construction existante avec les bâtiments qui l'entourent et la configuration réelle du sol avoisinant, pour comparaison avec les résultats réels des analyses visées au point 3 ci-dessus.

5. Elaboration de méthodes d'analyse dynamique en vue de pré-déterminer les déplacements des bâtiments sollicités par des vents conformes à la réalité et non plus soumis aux pressions statiques conventionnellement admises.

6. Etude des effets psychologiques et physiologiques des déplacements auxquels sont soumis les bâtiments réels tels que déterminés dans les conditions du point 3.

7. Etude des réactions aérodynamiques des constructions en béton possédant différents types de charpentes, et comparaison avec des types de charpentes métalliques.

8. Etude de la réaction aérodynamique d'un bâtiment réel et de ses effets sur la génération de bruit et l'apparition de fissures dans les cloisons et les planchers.

9. Méthodes de calcul de cloisons et de murs rideaux se comportant de manière satisfaisante sous l'effet de la réaction aérodynamique de la charpente.

10. Sous les pressions du vent, il peut arriver que des renversements d'effort se produisent dans certains éléments de la charpente d'une construction de grande hauteur. Il semble opportun d'entreprendre des recherches en vue de pouvoir pré-déterminer de façon précise le nombre de ces alternances, et leur intensité, durant la vie d'une construction. Il serait alors possible d'étudier avec plus de profit le problème de la fatigue dans les poutres métalliques et les armatures. Ces recherches devraient comprendre l'étude de la pré-détermination des surcharges réelles, étant donné que ce sera la combinaison des surcharges réelles et des poussées réelles du vent s'exerçant sur la construction qui constituera le facteur déterminant pour calculer le nombre et l'intensité des alternances d'effort à prévoir. Les effets de fatigue dus aux vibrations provoquées aussi bien par le vent que par d'autres forces méritent aussi d'être considérés.

De nombreux problèmes spécifiques entrent dans notre seconde catégorie d'études «L'effet de la température, du retrait et du fluage sur les charpentes des constructions de grande hauteur», ainsi qu'ils sont énumérés ci-dessous:

1. Elaboration de méthodes en vue du calcul des gradients thermiques dans les éléments d'une charpente partiellement ou totalement exposée aux variations de température.

2. Recherches, y compris l'étude des appareils mis en œuvre, sur des constructions existantes en vue de vérifier la validité des méthodes de calcul développées conformément au point 1 ci-dessus.

3. Elaboration de méthodes permettant de calculer de manière précise les contraintes et déformations résultant des effets du retrait, des variations de température et du fluage.

4. Recherches, y compris l'étude des appareils mis en œuvre, sur des constructions existantes en vue de vérifier la validité des méthodes de calcul développées conformément au point 3 ci-dessus.

5. Etude et développement de systèmes de murs rideaux et de cloisons se comportant de manière satisfaisante dans des constructions présentant des déformations et des mouvements causés par le retrait, la température et le fluage.

6. Développement d'éléments de charpentes propres à assurer un bon com-

portement dans les conditions où certaines parties sont totalement ou partiellement exposées à des variations de température.

Notre troisième catégorie de problèmes, «L'étude et le comportement des systèmes de plancher de longue portée dans les bâtiments de grande hauteur», permet de distinguer les problèmes spécifiques suivants:

1. Recherches à exécuter sur des constructions existantes pourvues de planchers de longue portée, en vue de déterminer:

- a) Les effets des flèches sur les enduits des cloisons et des planchers.
- b) Les effets psychologiques et physiologiques des mouvements et des vibrations des planchers provoqués par les occupants, les appareils mécaniques et les poussées du vent.
- c) Effets d'humidification des éléments annexes tels que cloisons, ameublement, allèges, etc.

2. Analyse des informations recueillies conformément au point 1 et établissement d'une théorie et de méthodes propres à permettre de prévoir les problèmes de mouvements qui peuvent se poser et de les résoudre.

3. Définition de critères donnant les caractéristiques de bons systèmes de plancher, non seulement en vue d'assurer la sécurité à la ruine ou aux ruptures susceptibles de provoquer des accidents personnels mais aussi pour garantir un comportement excluant tout déplacement ou mouvement entraînant des inconvénients.

4. Appel à l'ingéniosité et à l'esprit d'invention en vue de développer de nouveaux systèmes de plancher spécifiquement appropriés aux constructions de grande hauteur.

Notre avis est que si nombre de constructions anciennes de grande hauteur et certaines des modernes ont un comportement satisfaisant, ce n'est pas dû à la précision des hypothèses de calcul ni des méthodes appliquées mais résulte, bien plus, de ce que l'on a admis des conditions de charges statiques horizontales et verticales exagérément prudentes et de ce que les charpentes se trouvent raidies, à une valeur atteignant 200% à 300%, par les cloisons et les murs. En bref, l'habitude, fort heureuse, était d'introduire du côté conservatif une erreur suffisamment importante pour contrebalancer les effets de la méconnaissance des problèmes de calcul réels et de l'impropriété de leur traitement. Il est évident que cette façon de procéder a donné des résultats avec les types de constructions qui étaient conçus, mais nous devons renoncer à ces méthodes dans l'établissement des projets, nouveaux et différents, que nous sommes aujourd'hui et serons demain appelés à réaliser. Il faut faire progresser l'art de la construction. Les problèmes doivent être clairement définis, il faut rassembler et analyser les données fournies par les appareils de mesure et l'observation des constructions modernes existantes, et il faut établir une nouvelle théorie et formuler de nouvelles méthodes de calcul. Il est nécessaire de revoir en permanence les codes pour les adapter aux acquisitions de l'expérience et au progrès des connaissances.

V

Neue Entwicklungen bei Beton-Hochhäusern

V a

Spezielle Probleme bei Hochhäusern (Schubwände, Stabilität der Stützen, thermische Einflüsse, konstruktive Probleme)

RAYMOND C. REESE

FASCE Consulting Engineer, Toledo, Ohio

E. A. PICARDI

FASCE Partner Skidmore,
Owings & Merrill, Chicago, Illinois

Hochhäuser werden heute auf der ganzen Welt gebaut, und die IVBH hat sich daher veranlaßt gesehen, einschlägige Themata auf die Tagesordnung ihres Kongresses 1968 zu setzen. Der erste Teil der vorliegenden Arbeit umreißt den gegenwärtigen Stand der Technik und befaßt sich neben einer Vielzahl gängiger Verfahren, auch mit einigen der dabei anstehenden Probleme. Im zweiten Teil werden drei wesentliche Fragenkreise angeschnitten, die hoffentlich zu lebhafter Aussprache und damit zu weiteren Forschungsarbeiten Anlaß geben werden. Einige ganz bestimmte Fragen treten immer wieder und ausschließlich bei Hochhäusern, nicht aber bei sonstigen Bauwerken auf.

Teil I

Als Hochhäuser gelten vielfach Bauten mit mehr als etwa 15–16 Geschossen. Die Verfasser geben jedoch für die vorliegende Arbeit der nachstehenden Definition den Vorzug: Hochhäuser sind Bauwerke, die wegen ihrer Bauhöhe eindeutige Voraussagen über Standsicherheit, Spannungsverlauf, Auflagerkräfte und Seitenverschiebungen erfordern. Die zweckgerechte, den Sicherheitsanforderungen entsprechende Auslegung derartiger Bauten setzt eine genaue Ermittlung der überlagerten Vertikal- und Horizontalkräfte voraus, ebenso der Temperatur-, Kriech- und Schrumpfeinflüsse.

Stahlskelettbau und Betonskelettbau können jeder für sich bei Hochhäusern Pluspunkte hinsichtlich Wirtschaftlichkeit, ansprechenden Aussehens und Zweckmäßigkeit vorweisen. Die Auseinandersetzungen darüber werden auch

in Zukunft noch weitergehen, weil im gegenwärtigen Zeitpunkt weder Stahl noch Beton als der überlegene Werkstoff für Hochhäuser anzusehen ist. Vielmehr muß der Planungsingenieur zunächst die besonderen Gegebenheiten des jeweiligen Bauvorhabens sorgfältig prüfen, ehe er entscheiden kann, welcher Werkstoff und welches statische System im vorliegenden Falle die beste Lösung darstellen. Eine solche Entscheidung kann stets nur für ein bestimmtes Bauvorhaben zu einem bestimmten Zeitpunkt an einem bestimmten Standort gelten und hängt außerdem in hohem Maße vom Können und Einfallsreichtum des Konstrukteurs ab. Alle Vorfragen, die einen solchen Entscheid mitbeeinflussen können, sollten daher unbedingt klar herausgearbeitet und beantwortet werden. Der Planer muß wissen, aus welchen Gründen sich der Bauherr in einen oder anderen Falle für eine bestimmte, zweckdienliche Lösung entschieden hat.

Für die Errichtung von Hochhäusern sprechen verschiedene Gründe wie: 1. Bessere Grundstücknutzung, das heißt mehr Nutzfläche je m² Grundstücksfläche; 2. Bessere Kommunikation zwischen aufeinander angewiesenen Arbeitsgruppen durch Unterbringung in nahe zusammenliegenden Räumen; 3. Repräsentation und Öffentlichkeitsarbeit; 4. Steigerung des Mietwertes durch unmittelbare Nachbarschaft zu Neben- und Hilfsbetrieben; 5. Bessere Nutzung öffentlicher Einrichtungen wie Wasser- und Stromversorgung, Kanalisation, Zulieferwege usw.; 6. Räumlichkeiten mit freiem Ausblick, Luft und Licht, ohne Belästigung durch Straßenlärm, Insekten, Staub und Schmutz.

Die wachsende Verbreitung stellt die Rentabilität derartiger Bauten deutlich unter Beweis.

Welche Faktoren sind nun maßgebend dafür, bis zu welcher Bauhöhe eine Rentabilität gewährleistet ist? Einen Hauptfaktor bildet die Senkrechtförderung von Personen und Lasten, da stellenweise die Aufzugsschächte in den unteren Geschossen einen Großteil der Nutzfläche beanspruchen. Durch nachstehende Maßnahmen läßt sich die Senkrechtförderung günstiger gestalten: 1. Erhöhen der Fördergeschwindigkeit bis auf 370 m/min; 2. Rascheres Anfahren und Abbremsen durch Verbesserung der Schaltanlagen; 3. Schnellaufzüge für Teilstrecken der Gesamtförderhöhe; Stockwerksverkehr nur zwischen bestimmten Geschossen; 4. Anordnung von Stationen nur in jedem zweiten beziehungsweise dritten Geschoß; Auslegung von Wohnungen und Büros mit zwei, unter Umständen drei Geschossen und eigenen Treppenverbindungen; 5. Anordnung von zwei Fahrkörben pro Schacht, mit entsprechenden Sicherheitsvorkehrungen gegen Zusammenstoß; 6. Anordnung der Aufzüge außerhalb des Gebäudes.

Trotz allen derartigen Maßnahmen bleibt jedoch die Nutzflächenminderung durch die Aufzüge ein ausschlaggebender Faktor.

Beträchtlichen Einfluß haben wegen ihres Raumbedarfs auch Heizung und Lüftung sowie Wasser- und Stromversorgung. Um den Nutzflächenverlust möglichst gering zu halten, ordnet man Maschinenräume in Zwischengeschossen an, legt Leitungen für flüssige und gasförmige Medien für hohe Strömungsgeschwindigkeiten aus und anderes mehr. Bedingt durch die in maschinen- und

bautechnischer Hinsicht erforderlichen Vorkehrungen steigen die Baukosten nicht selten rasch an, sobald die Bauhöhe über etwa 16 bis 18 Geschosse hinausgeht.

Die Wandstärken werden so gering gehalten, wie die Bauweise nur irgend erlaubt, zum Beispiel durch Verwendung von Stahlblech anstelle von Mauerwerk. Hochfeste Werkstoffe gestatten eine Verringerung der Stützenquerschnitte. Durch zweckmäßige Stützenstellung und entsprechende Querschnittsformen können Stützen in Raumecken und an ähnlichen Stellen angeordnet werden, wo sie wenig oder gar keinen Platz beanspruchen. Die Feldteilung muß die Ausbildung hinreichend großer Räume zulassen; lediglich in Großräumen kann man auch freistehende Stützen hinnehmen.

Hand in Hand mit immer kleineren Querschnitten wird die Beherrschung der zulässigen Seitenverschiebung, von Schwingungen und ähnlichen Erscheinungen immer schwieriger. Das Eigenvolumen eines Gebäudes und seine Kosten erreichen ein Minimum, wenn die Stützenachsen vertikal über die gesamte Bauhöhe durchlaufen. Bei unterschiedlicher Nutzungsart in den einzelnen Geschossen, zum Beispiel Tiefgaragen, Verkaufs- und Lagerräumen, Wohnungen und Büros, sind jedoch durchlaufende Stützen kaum zu erreichen. Man braucht vielmehr Unterzüge, um die Stützendrücke von einer Stützenstellung auf eine andere überzuleiten. Diese erreichen des öfteren Bauhöhen von 50 bis 100% der Geschoßhöhe und beanspruchen entsprechend viel Raum, in dem sich allerdings manchmal Nebenräume unter anderem unterbringen lassen.

Immerhin dürfte das Ziel, trotz nutzungsbedingt sehr verschiedener Grundrißaufteilung in den einzelnen Geschossen dennoch eine einheitliche Stützenstellung auszubilden, einen erheblichen Aufwand bei der Suche nach Lösungsmöglichkeiten lohnen.

Im allgemeinen stehen bei Hochhäusern stets dieselben Probleme an: Da beträchtliche Einzellasten in meist kleine Grundflächen einzuleiten sind, ergeben sich Gründungsschwierigkeiten, denen man mit folgenden Maßnahmen begegnet: 1. Pilzfundamente, solange die zulässige Bodenpressung einigermaßen hoch liegt; 2. Trägerroste und großflächige Fundamente; 3. Pfahlgründungen; 4. Caissongründungen und anderes mehr.

Der Bauplanung müssen sorgfältige Bodenuntersuchungen vorangehen, deren Ergebnisse eine Vorausschätzung der zu erwartenden Setzungen gestatten; das Bauwerk selbst ist dann so auszulegen, daß es derartige Setzungen verträgt.

Zwei Wegen zur Verringerung des Eigengewichtes eines Bauwerks, nämlich der Verwendung von Leichtbaustoffen, insbesondere Leichtbeton, und gewichtsparenden Konstruktionen kommt erhöhte Bedeutung zu, weil nicht selten lediglich das Eigengewicht dafür entscheidend ist, ob die Tragfähigkeit des Baugrundes ausreicht oder nicht.

Ein weiterer wichtiger Gesichtspunkt für alle Hochhäuser, gleichgültig aus welchen Baustoffen, ist die Feuerbeständigkeit. Die Anordnung von echten, zuverlässigen Notausgängen wird mit wachsender Bauhöhe immer schwieriger.

Schon deshalb sollten sämtliche Baustoffe möglichst feuerbeständig sein. In den Bauvorschriften werden normalerweise Standzeiten von 3 bis 4^h verlangt. Darüberhinaus sollten für Notfälle ausreichende Räumungszeiten festgelegt werden.

Einen wesentlichen Gesichtspunkt bildet ferner die Aufnahmefähigkeit für Kräfte aus Wind und aus Erdbeben, weil fast alle Hochhäuser ein sehr niedriges Verhältnis Grundfläche/Höhe aufweisen. Für die Aussteifung des dreidimensionalen Rahmen-Skeletts von Hochhäusern gibt es verschiedene Möglichkeiten, zum Beispiel: 1. Biegesteife Anschlüsse zwischen den kreuzweise oder einseitig bewehrten Decken (beziehungsweise Unterzügen, Längs- und Querträgern) einerseits und den Stützen andererseits derart, daß die ganze tragende Konstruktion wie ein senkrecht angeordneter, am Fuß eingespannter Vierendeel-Träger wirkt; 2. Verwendung von Diagonal-Verbänden; 3. Verwendung besonders versteifter Rahmenecken oder auch von Querscheiben, insbesondere zur Aufnahme von Horizontalkräften.

Die rechnerische Erfassung derartiger Maßnahmen ist schon bei durchlaufenden Stützen zeitraubend genug. Der Arbeitsaufwand steigt jedoch erheblich, sobald Absätze auftreten oder bei von Geschoß zu Geschoß wechselnder Stützenstellung, auch wenn die Absätze lediglich in aufeinander folgenden Ebenen liegen. Treffen derartige Absätze rechtwinklig zusammen und nicht in aufeinander folgenden Ebenen, so wird die reine Rechenarbeit noch schwieriger. Unterzüge haben häufig die Form des kurzen, stark beanspruchten Balkens und müssen dann als Balken großer Bauhöhe berechnet werden. Auch ist es nicht immer möglich, Torsionsbeanspruchungen zu umgehen. Diese erfordern besondere Torsionsrechnungen. Schon beim ersten Entwurf muß daher Platz für die Unterbringung von Verbänden, Querscheiben, Unterzügen und ähnlichen Baugliedern im einzelnen berücksichtigt werden.

Es liegt auf der Hand, daß Horizontalbeschleunigung und Durchbiegungen vom Bauwerk selbst zwar gefahrlos aufgenommen, für dessen Bewohner jedoch lästig werden können. Deshalb dürfen mögliche physiologische und selbst psychische Auswirkungen nicht außer acht gelassen werden. Es ist bereits eine Reihe medizinischer Untersuchungen durchgeführt worden, um festzustellen, wie der Mensch auf Horizontalbeschleunigungen wechselnder Größe reagiert; ebenso wurde untersucht, wann periodische Bewegungen und Schwingungen auftreten. Die Abbildung auf Seite 504 enthält genügend Hinweise auf die Richtung, die in dieser Hinsicht bei weiteren Untersuchungen eingeschlagen wurde.

In Rechnung zu stellen sind ferner Einwirkungen (seitlicher Verschiebungen) auf Zwischenwände, Decken und Fußböden sowie Außenverkleidungen, und zwar, weil dadurch nicht nur unschöne Risse auftreten, sondern weil auch Fenster und Türen infolge Durchbiegung und Verwerfung nicht mehr ordnungsgemäß schließen. Da sich Stützen unter Last nun einmal unumgänglich verformen, müssen zweckentsprechende Dehnfugen vorgesehen werden. (Stahlstützen von 300 m Höhe, durchgehend mit 2000 kg/cm² auf ganzer Länge beansprucht,

werden bei einem E -Modul von $2\,100\,000\text{ kg/cm}^2$ unweigerlich etwa 30 cm kürzer. Daher müssen Stahlzwischenwände, die ja praktisch kaum beansprucht sind, so ausgelegt werden, daß die entsprechende Längsverkürzung der Stützen kompensiert wird.)

Die Lastannahmen für die statische Berechnung bleiben von der Wahl der Werkstoffe ziemlich unberührt. Die einzelnen Geschoßlasten sollten wegen ihrer Vielzahl äußerst sorgfältig angesetzt werden: Verkehrslasten in der aus Sicherheitsgründen erforderlichen Größe, jedoch auch nicht übermäßig hoch, um nicht die Wirtschaftlichkeit, möglichst geringe Fundamentlasten und damit überhaupt die Ausführbarkeit des Bauvorhabens in Frage zu stellen. Die örtlichen Bauvorschriften enthalten neben festen Normen für Bauten aller Art auch Kann-Bestimmungen, deren Möglichkeiten sorgfältig ausgeschöpft werden sollten. Weil während des Bauens durchaus Lasten auftreten können, die größer sind als nach dem Beziehen des Gebäudes, ist ihnen im Vorhinein Rechnung zu tragen; anderenfalls sind besondere Vorkehrungen für eine den Lastannahmen entsprechende Verteilung zu treffen.

Das Eigengewicht von Zwischenwänden muß sorgfältig ermittelt werden, insbesondere dann, wenn sie in Mauerwerk ausgeführt sind. Es genügt keinesfalls, dafür einen willkürlich gewählten, möglicherweise viel zu niedrigen Zuschlag in kg/m^2 zu machen. Dasselbe gilt beim Vorhandensein einer Vielzahl von Leitkanälen und -schächten. Auch die sonstigen Eigengewichte dürfen nicht willkürlich angesetzt, sondern müssen hinreichend genau ermittelt werden. So kann zum Beispiel ein langer, aufgehender Rohrstrang als Einzellast von beachtlicher Größe wirken, wenn er auf einem bestimmten Geschoß mit einer rutschfesten Schelle abgefangen wird, eine Tatsache, der die Deckenkonstruktion in jeder Hinsicht Rechnung tragen muß.

Die Auswirkung der Verkehrslasten läßt sich verringern durch Einführen eines Wahrscheinlichkeitsfaktors, der Anzahl und Größe der insgesamt aufzunehmenden Einzelgeschoßlasten ebenso berücksichtigt, wie die jeweiligen Anteile aus Eigengewicht und Verkehrslast. Überhaupt begegnen ja statistische Verfahren neuerdings bei der Lösung schwierigerer Fragen wachsendem Verständnis und entsprechend breiterer Anwendung, nicht zuletzt unter dem Einfluß der mit diesen Methoden erzielten Erfolge bei der Entwicklung von Luft- und Raumfahrzeugen.

Lasten aus Wind hängen eng mit der Windgeschwindigkeit zusammen; für letztere liegen Wetterdaten in großer Zahl vor. Die Windschattenwirkung benachbarter Gebäude sollte jedoch ebenfalls in die Überlegungen einbezogen werden. Im allgemeinen werden Windkräfte als ruhende Flächenlast über die gesamte vom Wind beaufschlagte Fläche eingeführt; dagegen wird die dynamische Wirkung von Böen selten im einzelnen erfaßt; ebensowenig Stoßwirkungen, die zwar mit großer Heftigkeit, jedoch nur an eng begrenzten Flächen auftreten. Man setzt vielmehr die statische Belastung der gesamten beaufschlagten Fläche so hoch an, daß die dynamischen Wirkungen als miterfaßt gelten. Na-

türlich kann ein horizontal angreifender Staudruck, der die Standsicherheit des Bauwerks in seiner Gesamtheit keineswegs gefährdet, für die Bemessung der Glasstärke eines Aussichtsfensters viel zu gering angesetzt sein, wenn dieses zu einer Attikawohnung gehört. Es laufen zurzeit einige Meßreihen an besonders hohen Gebäuden, die sich auf die momentane Staudruckverteilung erstrecken. Anhand der Ergebnisse dürften sich verschiedene Fragen beantworten lassen, wie die nachstehenden: 1. Zusammenhang zwischen dem Staudruck auf Gebäude-Außenflächen und den in der Umgebung gemessenen Windgeschwindigkeiten; 2. Vergleich von Rechnung und Messung für die Seitenverschiebung und das Schwingungsverhalten von Gebäuden; 3. Zulässige Grenzen derartiger Bewegungen für Bauwerk und Menschen; 4. Ungefähre Werte für die Einspannwirkung von tragenden Wänden, Zwischenwänden und ähnlichen Bauteilen, die bei der statischen Berechnung häufig vernachlässigt oder nur durch Verringerung des Ansatzes für die Last je m^2 berücksichtigt werden.

Ähnliche Untersuchungen erstrecken sich auf die Erfassung von Kräften aus Erdbeben. Auch hier kommen in wachsendem Umfang Berechnungsverfahren zur Anwendung, welche dynamische Wirkungen berücksichtigen. Dabei kommen dann Faktoren ins Spiel wie die Formänderungsarbeit und die elastische Verformung eines Rahmentragwerks.

Darüber hinaus ist zu überlegen, welche bleibende Verformungen als noch zulässig anzusehen sind. Auf diesem Gebiet waren in letzter Zeit erhebliche Fortschritte zu verzeichnen, beim rechnerischen Ansatz wie bei Modellversuchen. Natürlich gehen die Ansichten noch auseinander, jedoch ist bereits jetzt ein beträchtlicher Schatz an Erfahrungen vorhanden, der nicht nur die Erdbebenkräfte selbst, sondern auch deren Auswirkung auf Rahmentragwerke und ihre für Bauwerk und Benützer zulässige Größenordnung umfaßt.

Die Ansätze zur Erfassung sämtlicher Kräfte aus Eigengewicht, Verkehrslast, Schwingungen, Wind und Erdbeben reichen von allereinfachsten bis hin zu den raffiniertesten Verfahren, wobei häufig mehrere Wege gleichzeitig beschritten werden. Der Einsatz von Elektronenrechnern bietet die Möglichkeit, auch Matrices von außerordentlicher Kompliziertheit durchzurechnen. Andererseits kann man jedoch auch mit ziemlich einfachen Mitteln ein zweckentsprechendes Tragwerk entwickeln. Geht man mit solchen einfachen Mitteln nur an Systeme heran, die sich von bereits bewährten nicht wesentlich unterscheiden, so sind durchaus zuverlässige Ergebnisse zu erwarten. Als Hauptgesichtspunkte verbleiben dann nur die Rentabilität und der allgemeine Sicherheitsfaktor für das Bauwerk als Ganzes, das heißt die Reaktion beim Zusammenwirken widriger Umstände. Unumgänglich sind einfache Verfahren beim Entwurf des Grundskeletts, welches nachträglich mit genaueren Verfahren angegangen werden kann. So lassen sich zum Beispiel beim Einsatz von Elektronenrechnern außer den Durchbiegungen sogar die dadurch entstehenden Längsverformungen einzelner Bauglieder und ihr Einfluß auf die Verformung von Rechteckrahmen verfolgen. Vor zwei Dingen wäre allerdings zu warnen: 1. Mit

der Anzahl der einbezogenen Größen wachsen Arbeitsumfang und Fehlerquellen nach einer e -Funktion. Ein Computer wird mit einer Unzahl von Veränderlichen fertig, sofern er nur richtig programmiert wurde; so gut begabte Statiker haben Seltenheitswert. 2. Die säuberlich ausgedruckten Zahlenkolonnen verleiten dazu, daß man sich völlig auf den Computer verläßt. Für einen Ingenieur, der kein Programmierungsfachmann ist, bestehen jedoch erhebliche Schwierigkeiten, darauf zu achten, daß jeder Rechenschritt und jede Größe richtig eingegeben werden. Ebenso schwierig sind Feststellungen darüber, welche Größe das Ergebnis maßgeblich beeinflußt hat oder welche Entwurfsänderung das Ergebnis entscheidend günstiger gestalten könnte. Beim baustatischen Entwerfen spielen auch heute noch Kunst und Wissenschaft nahezu gleich große Rollen; und ein Computer, der automatisch Patentlösungen auswirft, existiert noch nicht.

Nähere Einzelheiten können in diesem allgemeinen Überblick nicht erörtert werden. Es ging vielmehr darum, einige bei allen Hochhäusern wiederkehrende Tatsachen herauszustellen. Dazu gehören auch künstlerische und wirtschaftliche Betrachtungen, statische Verfahren, Lastannahmen und schließlich die vom Menschen her gesetzten Grenzen. Im folgenden seien nun einige Betrachtungen angestellt, die speziell für Stahlbeton-Hochbauten gelten.

Zwischendecken gibt es in den verschiedensten Ausführungen: 1. Plattendecken; 2. Rippendecken; 3. Kassettendecken; 4. Platten mit kreuzweiser Bewehrung; 5. Platten mit einseitiger Bewehrung; 6. Hubdecken; 7. sonstige. Die Wahl der Deckenausführung hängt im wesentlichen von nachstehenden Faktoren ab: 1. Ausführung der Deckenunterseite; 2. Spannweite; 3. Belastung; 4. lichte Geschoßhöhe; 5. Gesamthöhe des Gebäudes.

Von erheblichem Einfluß ist die Ausbildung der Deckenunterseite. Eine kreuzweis bewehrte Scheibendecke ist von Haus aus wirtschaftlich, spart an Bauhöhe und läßt sich auch an sehr unregelmäßige Stützenstellungen anpassen. Sie ist dann angebracht, wenn die Versorgungsleitungen in senkrechten Schächten oder waagrechten Kanälen über den Verkehrswegen liegen und daher in den Nutzräumen keine Hängendecken erfordern. Dabei bleibt die Deckenunterseite, soweit angängig, freiliegend und wird lediglich mit Anstrich oder erforderlichenfalls mit Schalldämmplatten versehen. Sofern keine Querscheiben oder steife Rahmenecken vorgesehen sind, bedarf die Überleitung der Momente zwischen Scheibe und Stütze einer genauen statischen Berechnung, weil die Scheibe schwächer ist als die Stütze und weil die für die Momentenüberleitung mittragende Breite der Scheibe begrenzt ist. Häufig sind die Schubspannungen im Stützenbereich maßgeblich für die Bemessung der Stützeinbindung in die Decke wie auch der Scheibenstärke. Ihr Einfluß auf die Scheibenstärke ist häufig größer als der der Biegebeanspruchung.

Plattenträgerdecken bleiben manchmal unverkleidet und werden lediglich mit Anstrich versehen. Die Schalungskosten sind für diese Bauweise bedeutend höher als für glatte Scheiben. Die Gebäudehöhe wird, wenn man einmal von

sehr großen Spannweiten absieht, um die Bauhöhe der Deckenträger größer, die Untersicht verliert wegen der Vielzahl der Träger an Aussehen. Freizügigkeit bei der Stützenstellung ist schwieriger zu erreichen als bei glatten Scheiben, die deshalb vielfach vorgezogen werden.

Rippendecken können als Scheiben aufgefaßt werden mit einer Bauhöhe von UK-Rippe bis OK-Fußboden, bei denen der gesamte Betonquerschnitt oberhalb der neutralen Faser für die Aufnahme der Druckkräfte aus positiv wirkenden Momenten zur Verfügung steht, während unterhalb der neutralen Faser nur der zur Aufnahme der Querkkräfte und zur Abdeckung der Bewehrung unbedingt erforderliche Betonquerschnitt belassen wurde. Man spart somit nicht nur an Kosten für den Beton selbst, sondern verringert auch die Kräfte aus Eigengewicht, die über den Tragrahmen in die Fundamente einzuleiten sind. Wirtschaftlichkeit ist für diese Bauweise bereits bei 4–5 m Spannweite gegeben; eine Vergrößerung wirkt sich nur günstig aus, so daß selbst Spannweiten von 15 bis 20 m noch in zweckentsprechender und kostengünstiger Weise ausgeführt werden konnten. Die an sich sehr beträchtliche Kosteneinsparung wird allerdings durch den Aufwand für etwa erforderliche Hängedecken verringert, wenn nämlich die Vielzahl der dicht nebeneinander liegenden Rippen das Aussehen der Decke allzusehr beeinträchtigt. Die bei dieser Bauweise gegebene Möglichkeit großer Spannweiten führt häufig zu ähnlich großen Stützenabständen in Querrichtung. Dann ergeben sich für die Querträger Bauhöhen, die sich ohne Einbuße an lichter Geschoßhöhe nur schwer in den Architektenentwurf einbeziehen lassen.

Hier sei eine kurze Abschweifung gestattet: Es wird immer stillschweigend vorausgesetzt, daß die Baukosten von Hochhäusern abhängig sind von der Größe des umbauten Raumes. In erster Näherung trifft dies zu. Mit der Bauhöhe wachsen die Flächen von Außen- und Innenwänden an; Treppen, Aufzüge und Fahrzeiten werden länger, desgleichen Schächte und Führungskanäle für Versorgungsleitungen. Die lichte Geschoßhöhe von OK-Fußboden bis UK-Decke ist im allgemeinen durch Bauvorschriften festgelegt. Zur Bestimmung der Geschoßhöhe von OK-Fußboden bis OK-Fußboden ist die Deckenstärke hinzuzurechnen (von UK-Decke bis OK-Fußboden). Eine Deckenkonstruktion geringer Bauhöhe bringt daher nicht nur Material- und Kosteneinsparungen bei den Decken selbst mit sich, sondern ebenso bei sämtlichen eben erwähnten Bauteilen und anderem mehr. Kassettendecken weisen gegenüber glatten Scheiben mit kreuzweiser Bewehrung etwa die gleichen Unterschiede auf wie Rippendecken gegenüber massiven Scheiben mit einseitiger Bewehrung. Kassettendecken können als Scheiben ohne Längs- und Querträger ausgelegt werden. Die Stützen brauchen nicht unbedingt in den Achsenschnittpunkten angeordnet zu werden, jedoch wird diese Freizügigkeit dadurch erheblich eingeschränkt, daß auf die vorhandenen, wiederverwendbaren Schalungen Rücksicht genommen werden muß. Die kassettierten Deckenfelder können häufig als solche belassen werden. Falls allerdings aus anderen Gründen Hängedecken

benötigt werden, geht einiges an Wirtschaftlichkeit und lichter Bauhöhe verloren.

Bei der Hubdeckenbauweise werden zunächst lediglich Stützen und -verbände bis zur vollen Bauhöhe erstellt. Inzwischen können sämtliche Betonplatten mit entsprechenden Zwischenlagen am Boden übereinander liegend gefertigt werden, wobei alle Rohrleitungen, Kabel usw. mit einzugießen sind. Nach dem Abbinden werden die Platten innerhalb des bereits stehenden Skeletts gezogen und an den Einbaustellen auf Konsolen oder ähnlichem abgesetzt. Dadurch wird der Umfang der Schalungsarbeiten außerordentlich gering.

Glatte Scheiben mit kreuzweiser Bewehrung bilden bei Hochhäusern für Wohn- und Hotelzwecke nahezu die Regel, während Pilzdecken, gegebenenfalls unter besonderer Verstärkung der Stützen im Deckenbereich, zwecks Aufnahme besonders großer Momente hier nur äußerst selten zur Anwendung kommen. Letztere Bauweise ist dagegen häufiger bei Lagerhäusern und Fabrikgebäuden anzutreffen, bei denen infolge großer Lasten beträchtliche Momente auftreten.

Der Stützenquerschnitt selbst kann sehr unterschiedliche Form erhalten. In erster Linie bieten sich Quadrat-, Rechteck- und Kreisquerschnitte an, doch nehmen häufig L- und T-Querschnitte weniger Nutzfläche in Anspruch, weil sie sich gut in den Ecken von Zwischenwänden, Gängen und Leitungskanälen unterbringen lassen. Bei Spiralbewehrung erhalten die Stützen natürlich kreisförmigen Querschnitt. Spiralbewehrung kann zwar auch bei quadratischem Stützenquerschnitt Verwendung finden, doch wird gemäß der neuen ACI-Norm 318-63 die Bruchlast dadurch nicht so weit heraufgesetzt, daß sich die Mehrkosten der Spiralbewehrung gegenüber einer vergleichbaren Stütze mit Rechteckbewehrung bezahlt machen. Obwohl sich jeder Zuwachs an Nutzraum in Mark und Pfennig niederschlägt, werden Betonsorten hoher Festigkeit üblicherweise lediglich für die Stützen gewählt, die häufig in B 350, B 400 oder B 450 ausgeführt werden, während für die übrigen Bauglieder Festigkeiten von 250 bis 275 kg/cm² als ausreichend angesehen werden (Probezylinder 15 × 30 cm, 28 Tage Abbindezeit). Etwa ab 450–475 kg/cm² Festigkeit erfordert die Auswahl der Zuschlagstoffe erhebliche Sorgfalt. Mischen und Einbringen des Betons sind besonderen Kontrollmaßnahmen zu unterwerfen. Damit gelangt man rasch an die Rentabilitätsgrenze. Vorgefertigte Bauglieder aus Spannbeton erreichen heute bei Serienfertigung Festigkeiten von 700 kg/cm² und mehr. Das gilt jedoch nicht für Ort beton. Schalungen aus Papprohren oder Feiblechsektoren bieten für kreisrunde Stützen große Vorteile. Sie finden neuerdings auch bei Stützen mit quadratischem Querschnitt Verwendung. Für L- und T-Querschnitte nimmt man Schalbretter oder Sperrholz. Untergeordnete elektrische Leitungen werden in die Stützen eingebettet. Bei der Berechnung bleiben dünne Adern unberücksichtigt, und erst für stärkere Leitungen ist eine entsprechende Querschnittsminderung vorzunehmen.

Im Hinblick auf die architektonische Wirkung läßt man heute die Außenstützen sich deutlich gegen die Fassade abzeichnen. So bleibt mindestens *eine*

Oberfläche von Außenstützen dem Wetter, insbesondere dem Frost ausgesetzt, während auf die innen liegenden Stützregionen normale Raumtemperaturen einwirken. Damit gewinnt die Frage nach dem Temperaturverlauf im Stützenquerschnitt Bedeutung. Auf den ersten Blick wird man erhebliche Temperaturspannungen erwarten, doch zeigt sich bei näherer Betrachtung, daß diese nach den bisherigen Erfahrungen nicht durchschlagen. Über Fundamente wurde bereits gesprochen. Gründungsschwierigkeiten treten etwa in gleichem Umfang bei Stahl- wie Stahlbetonbauten auf. Gegenüber der Behauptung, das geringere Eigengewicht von Stahlbauten vereinfache die Fundamentenausbildung, insbesondere bei schlechten Bodenverhältnissen, haben neuere Untersuchungen für beide Bauweisen ergeben, daß dem Einfluß des Eigengewichts längst nicht die ihm zugeschriebene Bedeutung beizumessen ist.

Bei vielen neueren Hochhäusern ersetzt man heute die Außenstützen durch tragende Außen- und Zwischenwände aus Ortbeton oder vorgefertigten Feldern, manchmal auch durch genormte Einheiten aus Mauerwerk, die auf der Baustelle in Mörtel verlegt werden. Weil manche Bauvorschriften ohne besondere Berücksichtigung derartiger tragender Wände aufgestellt wurden, enthalten sie für deren Bemessung lediglich empirische Formeln, die zwar hinreichend sichere, aber doch nur grob angenäherte Werte liefern. Eine genaue Berechnung derartiger Wände und Wandfelder ist jedoch erst durchführbar, wenn die jetzt noch im Versuchsstadium befindlichen neuen Bauweisen Berechnungsgrundlagen ergeben haben, die den bei anderen Baugliedern verwendeten nicht nachstehen.

Eine interessante Abwandlung besteht darin, zunächst alle tragenden Wände mit Gleitschalungen zu errichten, wie sie vom Silobau her bekannt sind, und die Zwischendecken nachträglich einzuziehen. Derartige Wandflächen können des öfteren ohne Beeinträchtigung des Aussehens als Sichtbeton verbleiben. Steckdosen, Schalter und elektrische Einrichtungen können vor dem Einbringen des Betons und dem schrittweisen Ziehen der Gleitschalung angebracht werden. Wandpfeiler, Nischen, Falze und ähnliche Vorsprünge oder Einschnitte bilden Teile der Schalungskontur, die darum, soweit irgend angängig, durchlaufend für sämtliche Geschosse beibehalten werden sollte. Vorzusehen sind ferner die für den späteren Einbau der Zwischendecken erforderlichen Aussparungen. Dieser Einbau sollte der Schalung mit etwa zwei bis höchstens drei Geschoßhöhen Abstand folgen, damit die Decken als Verbände wirken.

Bis jetzt haben vorgefertigte Wandfelder in Europa eine wesentlich größere Verbreitung gefunden als in Nordamerika, hauptsächlich wegen der dort gegebenen wirtschaftlichen Überlegenheit, zum Teil aber auch wegen des Interesses und des handwerklichen Könnens, das die Baufirmen für dieses Verfahren aufbrachten.

Es wurde bereits erwähnt, daß Zuschlagstoffe mit niedrigem spezifischem Gewicht das Eigengewicht eines Tragrahmens herabsetzen, ebenso auch die Abmessungen tragender Wände, Stützen und Fundamente. Derartige Zuschlag-

stoffe sind in den USA weit verbreitet, in etwas geringerem Umfang in Gegenden, die über gute Natursteinvorkommen verfügen. In den meisten anderen Ländern ist ihre Verwendung noch recht selten.

Teil II

Im Teil II der vorliegenden Arbeit geben die Verfasser einen Überblick über die ihrer Ansicht nach im Hochhausbau wichtigsten drei Fragenkreise. Eine ausführliche Durchsprache wäre sehr erwünscht, schon, um daraus Ansatzpunkte für zukünftige Forschungsarbeiten zu gewinnen. Es sind dies:

1. Einfluß der Last aus Wind.
2. Einfluß der Schrumpf- und Kriechvorgänge sowie der Temperaturschwankungen.
3. Ausbildung und Verhalten weitgespannter Decken unter besonderer Berücksichtigung der Durchbiegungs- und Schwingungsverhältnisse.

Diese drei Hauptgebiete enthalten jeweils mehrere Teilgebiete, auf denen bisher wissenschaftliche Untersuchungen überhaupt nicht oder doch nur in geringem Ausmaß vorgenommen wurden. Wahrscheinlich sind jedoch die bisher beschrittenen Wege nicht mehr länger gangbar, weil eben im Hochhausbau Änderungen grundsätzlicher Art eingetreten sind. Kurze Beiträge über diesen grundsätzlichen Wandel wären sehr zu begrüßen. Die Verfasser möchten in erster Linie den Wandel herausgestellt sehen, der sich, schon beim Architekten, durch den Übergang von gewichtigen, stabilen Außen- und Zwischenwänden zu Leichtbauweisen ergibt, welche zur Erhöhung der Steifigkeit eines Bauwerks wenig oder nichts beitragen. Bei modernen Hochhäusern sind sämtliche Horizontalkräfte ausschließlich vom Rahmentragwerk selbst aufzunehmen. Dabei tritt zu den alten Anforderungen nach Sicherheit gegen Einsturz und nach Gefahrlosigkeit für Leib und Leben noch die Forderung hinzu, daß Schwingungen und andere Bewegungen in einer Größenordnung bleiben, die für die Benützer keine Belästigung darstellen und keine Schäden an Verglasungen, Zwischenwänden aus Leichtbaustoffen und anderes mehr hervorruft.

Die Forderung nach großen, nicht von Stützen unterbrochenen Nutzflächen hat im Hochhausbau zu einer ständigen Erweiterung der Stützenabstände geführt. Von besonderem Interesse sind daher Deckenbauweisen, die in modernen Bauten die Anwendung großer Spannweiten ohne unerwünschte Nebenerscheinungen gestatten.

Neuere Außenwandbauweisen und die Einbeziehung tragender Bauteile in die künstlerische Gestaltung der Außenflächen hat insbesondere bei Hochhäusern in Stahlbeton dazu geführt, daß heute das Haupttragwerk völlig oder teilweise der Witterung ausgesetzt bleibt. Auf die freiliegenden Bauglieder wirken somit fortwährend die täglichen und jahreszeitlichen Temperaturschwankungen ein, wogegen die sonstigen angeschlossenen Bauglieder eine nahezu gleichblei-

bende Temperatur behalten. Infolgedessen muß hier der Konstrukteur sein besonderes Augenmerk auf Temperaturspannungen und -dehnungen richten. Er darf sich dabei nicht auf Sicherheitsüberlegungen beschränken, sondern muß auch die sonstigen Nebenwirkungen einbeziehen.

Bei den zu besprechenden Fragen handelt es sich keinesfalls um nur theoretisch mögliche, unwahrscheinliche Schwierigkeiten, als vielmehr um Fragen, denen man in der Praxis immer wieder begegnet; einer Erfahrung, die nicht nur die Verfasser, sondern auch andere Ingenieure gemacht haben. So hätten zum Beispiel Fälle, in denen bereits fertiggestellte Bauten nachträglich verstärkt beziehungsweise abgeändert werden mußten, schon im Entwurfsstadium günstiger ausgelegt werden können. Bei näherer Untersuchung solcher Fälle stellte sich meistens heraus, daß die Ausgangsdaten, Meß- und Erfahrungswerte für die eindeutige klare Lösung des jeweiligen Problems nicht ausreichten.

Der erste Komplex «Einfluß der Last aus Wind» umfaßt Teilgebiete, die mit der Ermittlung der tatsächlich während der Lebensdauer eines Bauwerks für einen bestimmten Standort auftretenden Windgeschwindigkeiten beginnen. Am Ende einer langen Reihe stehen dann Feststellungen über die Auswirkung des Durchbiegungs- und Schwingungsverhaltens auf den Menschen, und zwar in psychischer und physiologischer Hinsicht. Hierher gehören folgende Teilgebiete:

1. Wetterkundliche Untersuchungen zur Bestimmung der Windgeschwindigkeit innerhalb und in der Umgebung von Städten, und zwar vom Erdboden bis zu etwa 2000 ft. = 670 m Höhe.

2. Auswertung der aus der Vergangenheit bereits vorliegenden Wetterdaten in möglichst weitem Umfang.

3. Ausrüsten bestehender Hochhäuser mit den nötigen Meßgeräten und Zusammentragen von Wetterdaten für ausreichend lange Zeiträume. Dazu gehören auch Geräte zur Messung der Staudruckverteilung und zur Ermittlung des Bauwerksverhaltens bei aerodynamischer Beanspruchung, wie Drift, Schwingungsfrequenz und anderes mehr.

4. Gegenüberstellung der aus den Meßreihen gemäß Punkt 3 gewonnenen Daten mit den Ergebnissen von Modellversuchen, die an einer Nachbildung des vorhandenen Bauwerks einschließlich der Bebauung des umgebenden Geländes vorzunehmen sind.

5. Entwicklung dynamischer Rechenverfahren zur Bestimmung der Verschiebung (Drift), wenn statt des herkömmlich angesetzten statischen Winddruckes die tatsächlich herrschenden Windverhältnisse eingeführt werden.

6. Untersuchung der psychischen und physiologischen Auswirkungen der tatsächlichen Baudrift gemäß Punkt 3.

7. Untersuchung des aerodynamischen Verhaltens von Betonbauten verschiedener statischer Systeme und Gegenüberstellung der Ergebnisse mit an Stahlbauten gewonnenen Daten.

8. Untersuchung des tatsächlichen aerodynamischen Verhaltens im Hinblick auf die Lärmerzeugung sowie Rißbildung in Wänden und Decken.

9. Berechnungsverfahren für Außen- und Zwischenwände, die den gestellten Forderungen auch bei aerodynamischer Beanspruchung des Bauwerks genügen.

10. In bestimmten Baugliedern können unter Windlast Wechsellasten auftreten. Wünschenswert wären daher Arbeiten, die eine genaue Vorausberechnung der Wechsellasten nach Anzahl und Größe erlauben, und zwar für die Gesamtlebensdauer eines Bauwerks. Damit könnte das Gebiet der für Form- und Bewehrungsstähle erforderlichen Dauerfestigkeit genauer untersucht werden. Hierbei wären Arbeiten über die Vorausberechnung der tatsächlichen Verkehrslasten einzubeziehen, weil ja für die Berechnung der zu erwartenden Wechsellasten nach Zahl und Größe die Überlagerung der effektiven Verkehrslasten und effektiven Windlasten während der Gesamtlebensdauer eines Bauwerks den ausschlaggebenden Faktor bildet. Ferner sind die durch Wind und sonstige Kräfte hervorgerufenen Schwingungen zu beachten, die zu Dauerbrüchen führen können.

Im Rahmen des zweiten Hauptthemas «Einfluß der Schrumpf- und Kriechvorgänge sowie der Temperaturschwankungen» wäre die Behandlung nachstehender Teilgebiete vorzuschlagen:

1. Rechenverfahren zur Bestimmung des Temperaturverlaufes in Bauteilen, die völlig oder teilweise Temperaturschwankungen ausgesetzt sind.

2. Ausrüsten bestehender Bauten mit den benötigten Meßgeräten und Gewinnung von Meßwerten zwecks Überprüfung des Geltungsbereichs der nach Punkt 1 entwickelten Verfahren.

3. Entwicklung von Verfahren zur exakten Berechnung der durch Schrumpfen, Kriechen und Temperaturschwankungen verursachten Spannungen und Verformungen.

4. Ausrüsten bestehender Bauten mit den benötigten Meßgeräten und Gewinnung von Meßwerten zwecks Überprüfung des Geltungsbereichs der nach Punkt 3 entwickelten Verfahren.

5. Untersuchung und Weiterentwicklung von Bauweisen für Außen- und Zwischenwände, mit dem Ziel, einwandfreie Funktion auch bei Bauten sicherzustellen, die Kriech-, Schrumpf- und Temperatureinflüssen unterliegen.

6. Entwicklung von Anschlüssen und Einzelbauteilen mit dem Ziel, einwandfreie Funktion auch bei Temperaturschwankungen ganz oder teilweise freiliegender Bauglieder sicherzustellen.

Im Rahmen des dritten Hauptthemas «Ausbildung und Verhalten weitgespannter Decken...» wäre die Behandlung nachstehender Teilgebiete vorzuschlagen:

1. Untersuchung bestehender Bauten mit weitgespannten Decken. Dabei wären festzustellen:

a) Einfluß der Durchbiegung auf Zwischenwände und Fußbodenbeläge.

b) Psychische und physiologische Auswirkung der durch Benützer, maschinelle Einrichtungen und Wind angeregten Schwingungen und sonstigen Bewegungen von Zwischendecken.

c) Geräuschkämpfung durch Zwischenwände, Möblierung, Fensternischen usw.

2. Auswertung der nach Punkt 1 gewonnenen Ergebnisse und Aufbau zweckdienlicher Theorien und Verfahren zur Erfassung etwaiger Probleme des Schwingungsverhaltens, sowie Erarbeitung von Wegen zu deren Lösung.

3. Festlegung von Kenngrößen für zweckdienliche Deckenbauweisen, die nicht nur den üblichen Sicherheitsanforderungen gerecht werden, sondern darüber hinaus auch im dynamischen Verhalten keine unerwünschten Nebenerscheinungen zeigen.

4. Entwicklung völlig neuer Deckenbauweisen ausschließlich für Hochhausbauten. Die Voraussetzungen dafür bilden Einfallsreichtum und erfinderische Begabung.

Nach Ansicht der Verfasser werden zwar viele ältere und manche moderne Hochhäuser den gestellten Anforderungen gerecht, nicht allerdings, weil Ansätze und Verfahren exakt gewesen wären, als vielmehr einfach deshalb, weil Horizontal- und Vertikallasten in altbewährter Form angesetzt wurden, und weil die Außen- und Zwischenwände die Steifigkeit des Grundrahmens um 200% bis 300% heraufsetzten. Kurz gesagt: Wir haben aus reiner Gewohnheit in erheblichem Ausmaß Irrtümer mit verbaut, glücklicherweise nach der sicheren Seite hin. Dadurch blieben allerdings echte Schwierigkeiten ebenso verborgen wie die Wege, auf denen sie zu umgehen wären. Mag ein solches Vorgehen auch bei den in der Vergangenheit errichteten Bauten zum Erfolg geführt haben, so sollten wir uns doch nicht darauf verlassen, daß dies bei den jetzt und in naher Zukunft zu erstellenden Neubauten verschiedenster Art ebenso der Fall sein wird. Vordringlich ist eine Anhebung des Standes der Technik. Das aber setzt ein klares Herausarbeiten der anstehenden Fragen voraus; ferner müssen Meß- und Beobachtungswerte an bereits bestehenden modernen Bauten zusammengetragen und ausgewertet werden. Wir brauchen neue theoretische und praktische Verfahren. Und schließlich müssen auch die geltenden Bauvorschriften immer wieder den aus jüngeren Erfahrungen gewonnenen Erkenntnissen angepaßt werden.

Vb

Structural Lightweight Aggregate Concrete (Concrete Technology, Structural Design)

ADRIAN PAUW

Professor of Civil Engineering, University of Missouri, Columbia, Mo.

Section 1. Introduction

The increased emphasis on more efficient use of materials in structures, coupled with the increasing scarcity in many parts of the world of good-quality natural aggregates, has led to the rapid increase in the use of manufactured lightweight aggregates in concrete. Because structural-quality concrete can readily be made with many of these aggregates, large amounts are being used in concrete construction; not only in the United States of America but also in other parts of the world. In the United States and Canada alone, the current annual production of manufactured lightweight aggregates of all types is approaching ten million cubic meters. Almost forty percent of the total production is employed in structural lightweight concrete, the remainder being used primarily for concrete block production and insulating concrete. The rate of growth in the use of lightweight aggregate for structural concrete is especially significant. For rotary kiln type aggregate, which represents about seventy percent of the total production of all types, the use for structural concrete has increased from less than 30,000 cubic meters in 1952 to a present consumption in excess of 3,000,000 cubic meters. Lightweight structural concrete has been used for many different applications including multi-storied buildings such as apartment houses, office buildings, garages, hotels and the like; innumerable types of shells including folded plates; in the decks of bridges and overpasses; and in fact in all types of structures where a reduction in weight can reflect overall economy. A few of the significant projects constructed with structural lightweight concrete include the monumental TWA Terminal Building at Kennedy

International Airport, the 60-story Marina Towers in Chicago and the Statler Hilton Hotel in Dallas. Thus structural lightweight aggregate concrete can be seen to have rapidly emerged as an important sector of the structural concrete industry.

Since the mechanical properties of structural-quality lightweight aggregate concrete are very similar to those of normal-weight concrete, except for unit weight, design of both conventionally reinforced and prestressed lightweight concrete can be based on the same premises as those used for conventional concrete. Structural lightweight aggregate concrete, however, possesses unique properties differing in significant aspects from those of normal-weight concrete. To fully exploit the potential of this material requires careful consideration of these unique properties and their effect on structural behavior.

Although the use of lightweight aggregate concrete has rapidly expanded and the potential for increased use in the future is unquestioned, for many engineers, architects and contractors, lightweight concrete is still a subject of confusion. This confusion is partly the result of the wide variety of natural and manufactured lightweight aggregates available for making concretes having a wide range of densities and other physical properties. Fig. 1 shows the spectrum

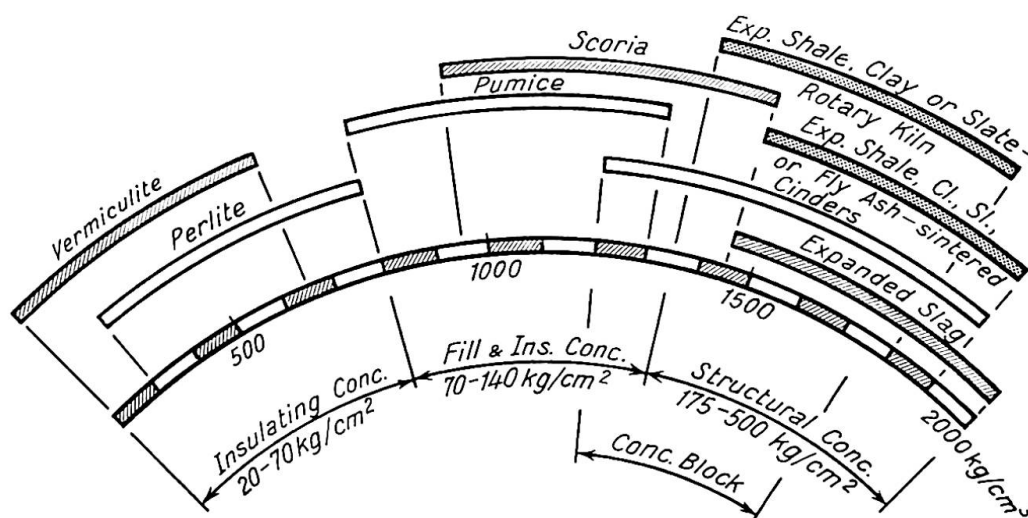


Fig. 1. Spectrum of Lightweight Aggregate Concretes

of lightweight aggregate concrete, ranging from insulating concretes weighing as little as 240 kg/m^3 to the denser structural-quality concretes weighing as much as 2000 kg/m^3 . The discussion in this report is limited to lightweight aggregate concrete of structural quality which is defined as:

Structural Lightweight Aggregate Concrete. Concrete containing expanded or porous aggregates and having a unit weight of $1350\text{--}2000 \text{ kg/m}^3$ and a 28-day cylinder strength of $175\text{--}500 \text{ kg/cm}^2$.

For comparison purposes, conventional structural concrete is defined as: **Structural Normal-Weight Concrete.** Concrete containing natural crushed

stone or sand and gravel aggregates and having a nominal unit weight of 2400 kg/m^3 and a 28-day cylinder strength of 175 to 500 kg/cm^2 .

Section 2. Lightweight Aggregates for Structural Concrete

The production of structural quality lightweight concrete is predicated on the availability of lightweight aggregates of high quality. Referring again to Fig. 1 it may be seen that several types of aggregates at the upper end of the scale are available for structural concrete. Not all of these materials, however, can be used to produce high strength concrete without the addition of natural materials and/or excessively high cement factors. The natural aggregates in this range, pumice, scoria and tuff are lightweight materials generally found in volcanic deposits. Combined with natural sand some of these materials can be used to produce fairly good concrete but high strengths are difficult to obtain and generally require excessive cement content.

The raw materials used in the commercial production of structural lightweight aggregate are either materials found in a natural state, such as certain clays, shales and slates, or by-products from other commercial operations such as slag from blast furnaces or fly ash from the burning of coke or coal in power plants. Cinders, while used extensively for concrete block, have poor and variable concrete-making properties and are not currently used as a structural lightweight aggregate.

At the present time there are at least one hundred plants in the U.S.A. alone producing structural lightweight aggregate. Of these, approximately sixty plants employ the rotary kiln process. In this process, raw clay, shale or slate is heated and expanded under controlled conditions in rotary kilns. The other forty plants are about equally divided between sintering plants and blast furnace expanded slag plants. In the sintering process, raw clay, shale, slate or fly ash, is mixed with pulverized fuel and burned and expanded under controlled conditions on a moving grate. Expanded slag is produced by subjecting molten blast furnace slag to jets of water, steam and/or air, under controlled conditions.

In these processes expansion is produced by the formation of cells in the aggregate either by (1) formation of gases such as SO_2 or CO_2 which bloat the plastic mineral components; (2) burning off of combustible materials; or (3) formation of steam contained in the minerals. The resulting product is a lightweight cellular aggregate with cells ranging from microscopic to several millimeters in their longest dimension, dependent on the manufacturing process employed and the raw material used. For an ideal structural aggregate the resulting cell structure would be a honeycomb structure consisting of voids, moderate in size and completely separated by strong cell walls.

The output from most plants is a clinker which must be cooled, crushed and screened to produce a suitably graded aggregate. These aggregates are

generally sharp, angular, and have a pitted or porous surface texture. By pre-sizing or pelletizing the raw material feed and controlling burning to prevent or minimize agglomeration a more rounded aggregate can be produced, both with the rotary kiln and the sintering process.

It is evident from the above that the several different processes and materials available can produce many different types of aggregates ranging widely in their properties. It must be recognized, however, that all these processes and materials have been used successfully to produce lightweight aggregates with good service records and that as much or more variation is encountered in conventional aggregates now in service.

Section 3. Properties of Structural Lightweight Aggregates

While the properties of lightweight aggregates, as a class, can vary considerably, the physical characteristics of a lightweight aggregate from a single source is usually quite consistent—and should be expected to be so. As a class, however, lightweight aggregates possess unique properties which distinguish them from normal-weight aggregates. An understanding of these unique properties is required to exploit the full potential of these materials.

3.1. *Unit weight* of these aggregates is significantly lower. Structural lightweight aggregate concrete provides a 30% weight reduction to make it a practical material in many applications where the use of normal-weight concrete would not be feasible. The finer fractions generally have a somewhat greater unit weight due to the fact that they tend to include fractions of material which have bloated least. This difference in density between aggregate fractions explains a somewhat greater tendency for segregation in stockpiles. Consistent aggregate gradation is more critical for lightweight aggregate because changes in gradation can cause fluctuation in both the unit weight and other properties of the concrete.

3.2. *Maximum size* of lightweight aggregates is generally smaller than most normal-weight materials. For expanded slags and shales, the top size is usually 1–2 cm, although some of the rotary kiln shales are available in sizes up to 2.5 cm. In certain respects, the requirements for normal weight, compared to those for lightweight concrete, as for example optimum air content, are about the same if maximum aggregate size is considered.

3.3. *Particle shape* of lightweight aggregate, as previously noted, can be quite varied, ranging from the rough and irregular crushed aggregates, with pitted and harsh surfaces, to the rounded and smooth pebbles produced by presizing the feed and controlling the burning process.

3.4. *Apparent specific gravity* of the particles is very low, as compared to conventional aggregates. Since the expanded particles contain voids or dead air spaces, this property is difficult to determine, especially in the fine fraction,

because of variable absorption. The specific gravity varies, as does the unit weight, with the size of the particles. Larger pieces have the lowest values while the smaller particles are heavier.

3.5. *Strength* of the aggregate particles varies from type to type. Some may be weak and friable, whereas others are tough and hard. This property need not necessarily preclude its use in structural lightweight concrete but is reflected in the range of compressive strengths for a given cement content and consistency, particularly for higher strength concretes.

3.6. *Aggregate soundness*, as determined by performance tests of concrete using standard freezing and thawing procedures, is generally equal to that for good quality normal-weight aggregates. Inclusions of pop-out materials, such as burned lime or iron compounds, which contribute to unsoundness and staining, respectively, should not be permitted to be present in deleterious amounts.

3.7. *Absorption* of lightweight aggregates is high compared to the one to two percent water, by weight of dry aggregate, absorbed by normal-weight aggregates. The latter usually contain sufficient internal moisture at the time of batching so that they absorb little if any additional water during the mixing operation. Hence in normal-weight concrete the amount of mixing water required can readily be adjusted to compensate for absorption. In contrast, most lightweight aggregates can absorb 5 to 20% water by weight of dry material. Total absorption does not normally occur during mixing and before placing hence allowance must be made for the aggregate's water demand to prevent stiffening of the mixture during the interval between mixing and placement.

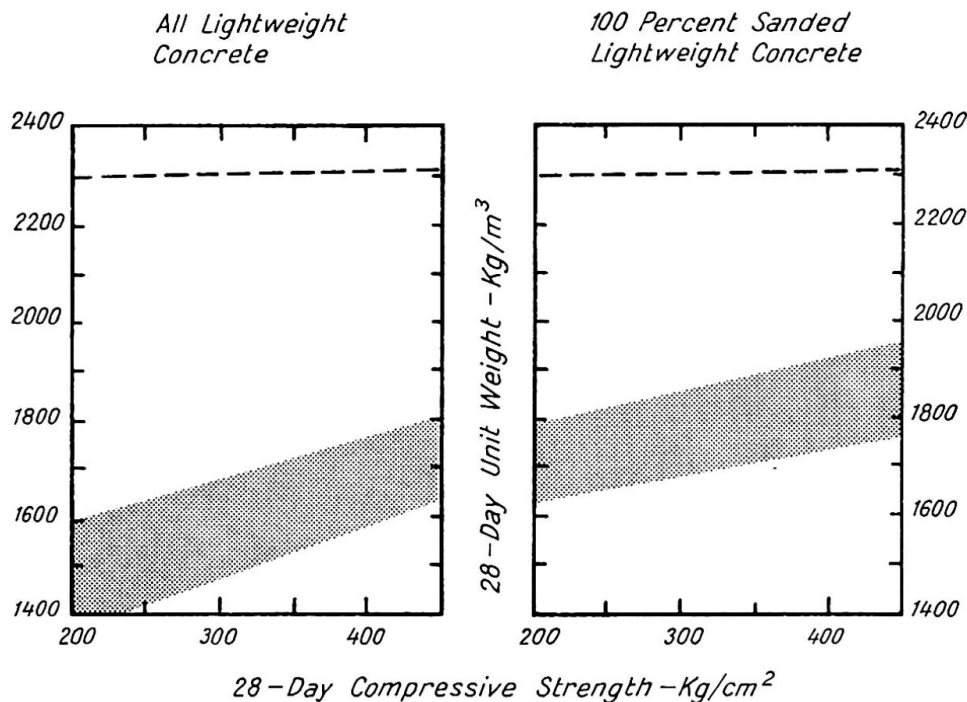


Fig. 2. Unit Weight

Thus the rate of absorption is an important factor which must be considered when uniform consistency is required in successive batches.

It should be noted that the absorbed water is not available to the cement paste in the mix during the hydration process and therefore bears no influence on the water-cement ratio. The *net* effective water-cement ratio for lightweight concrete is essentially the same, at comparable strengths, as that of normal-weight concrete.

The high-absorptive property of these aggregates, however, is not without its advantages. The absorbed water provides an internal reservoir of curing water which is available for the continued hydration of the cement, even after normal curing procedures have been discontinued. As a result, most lightweight aggregate concretes will continue to show significant gains in strength for several months after curing is discontinued.

Section 4. Physical Properties of Lightweight Aggregate Concrete

The summary of properties below is restricted to that part of the lightweight aggregate concrete spectrum in Fig. 1 considered suitable for structural concrete in load-bearing reinforced and prestressed concrete construction. With this restriction, the properties of almost all structural lightweight aggregates produced in the U.S.A., Canada and Australia fall within a broad band, but with a spread not much wider than that exhibited by conventional normal-weight aggregates. To a somewhat greater extent than with normal-weight aggregate concrete, the properties of lightweight aggregate concrete are affected by the moisture condition of the concrete. Also, many of the properties appear to bear a direct functional relationship to the unit weight, e. g. lighter concretes will have a lower modulus of elasticity and lower thermal conductivity than heavier concretes of comparable strength. On the other hand, there is no clear line of demarcation in properties on the basis of the type of aggregate, either as a function of the raw materials or the process employed in manufacture. Figures 2 to 8, inclusive, show the range of some of the more significant physical properties discussed below. The properties of Elgin sand and gravel concrete of comparable strength and consistency are shown by dotted curves for purposes of comparison.

4.1. *Unit weight* of structural lightweight aggregate concrete ranges from about 1350 to 2000 kg/m³ or about 60 to 80% that of normal-weight concrete of equivalent strength. This property is of course the principal justification for its use and can make it an economical structural material in spite of the higher cost of the lightweight aggregate (Fig. 2).

4.2. *Compressive strengths* up to a practical maximum of about 400 kg/cm² can be obtained with minor increases in cement content compared with normal-weight concretes of equivalent gradation and strength. Strengths in excess of

600 kg/cm² have been reported using certain aggregates and rather high cement contents. On the other hand, for a few aggregates the maximum strength is limited to about 350 kg/cm², presumably due to the lower strength of the aggregate particles. With most lightweight aggregates and for a fixed cement content and consistency, replacement of the lightweight fines with natural sand increases the compressive strength. This increase is usually, but not always, accompanied by an increase in unit weight (Fig. 3).

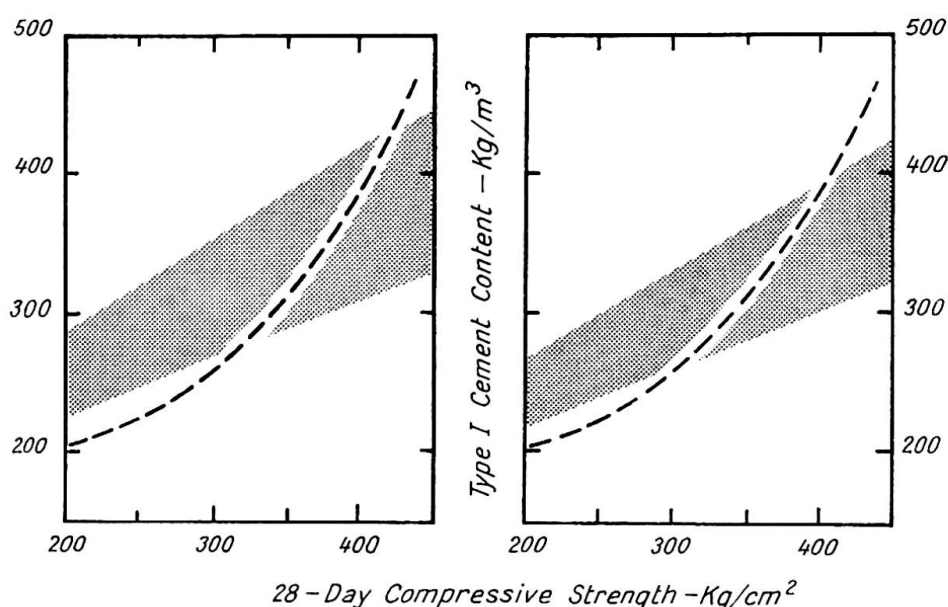


Fig. 3. Cement Content

As with normal-weight concrete, steam curing accelerates development of compressive strength. Due to the effects of better insulation qualities of lightweight concrete, somewhat higher accelerated strengths may be obtained than with comparable normal-weight concrete cured under identical steaming conditions.

4.3. *Shear (Diagonal Tension), Tensile Splitting Strength and Modulus of Rupture* are all properties closely related to the tensile strength. The tensile splitting strength can therefore be used as a convenient index of these properties. For continuously moist-cured lightweight concretes the tensile splitting strengths fall within a relatively narrow band which is not essentially different from the band for normal-weight concretes. The tensile splitting strength for lightweight concrete specimens which have undergone drying, however, is considerably less than that of continuously moist cured specimens. This decrease appears to be due to differential shrinkage stresses resulting from a differential moisture content between the interior and exterior portions of the specimen. This differential shrinkage induces tensile stresses in the exterior shell which are balanced by compressive stresses in the interior zones and a decreased tensile splitting strength results. Sand replacement of some of the lightweight fines

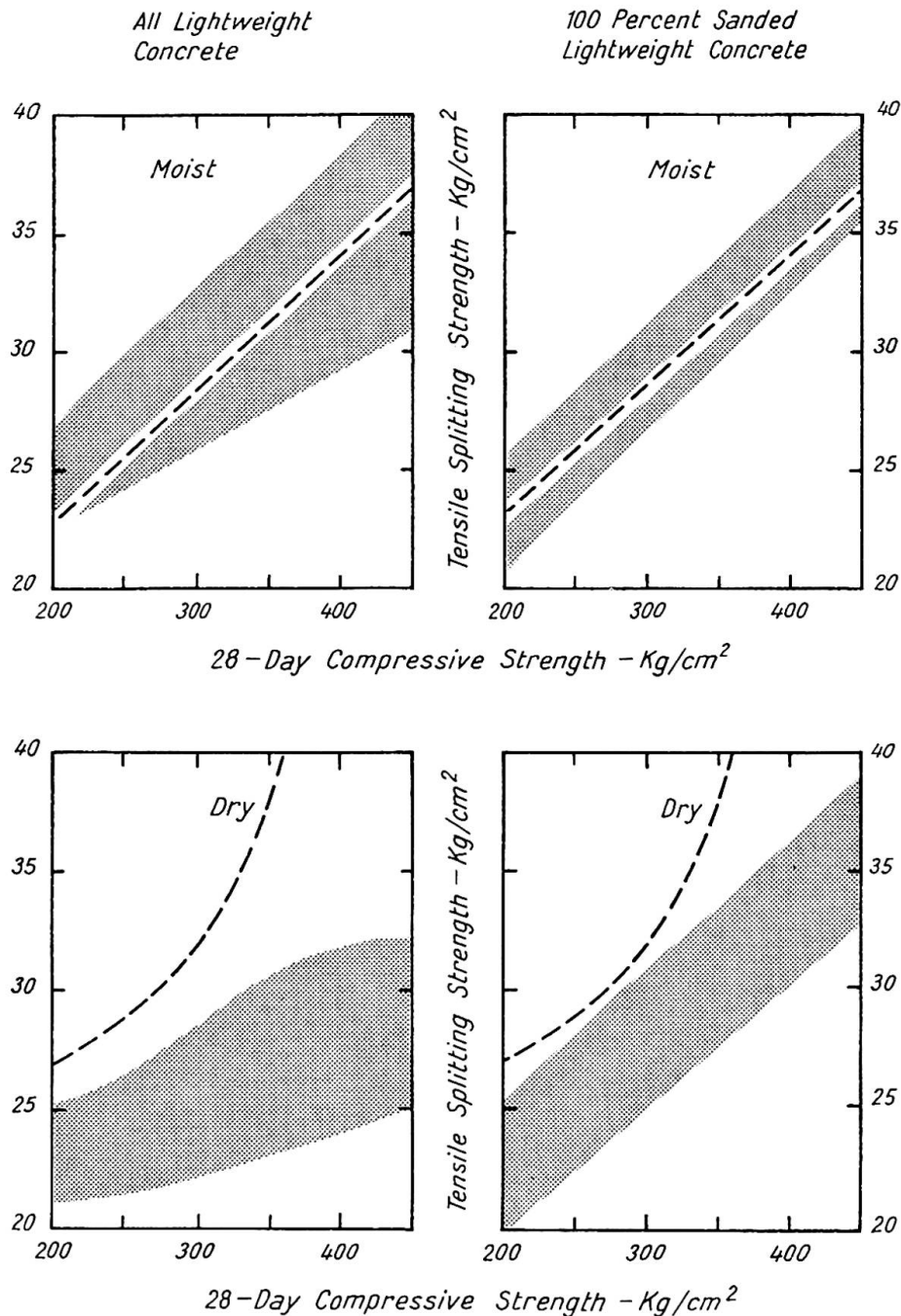


Fig. 4. Tensile Splitting Strength

has been found to improve the tensile splitting strength of dried lightweight concrete, with, in many cases, a partial replacement of as little as one third being almost as effective as full replacement (Fig. 4).

4.4. *Bond strengths* as determined by pull-out tests of deformed bars average about seventy percent of the values for normal-weight concretes of comparable compressive strength. Pull-out bond strength values tend to vary over a wide range, both for normal-weight and lightweight concrete, and failure may either be due to splitting, as a result of a wedging action, or due to crushing of the

concrete under the bar deformations. Sand replacement appears to be beneficial for some lightweight aggregate concretes. Further research is needed to determine the effect of the aggregate on bonds strength as well as to establish the relevancy of the pull-out test as a measure of bond strength (Fig. 5).

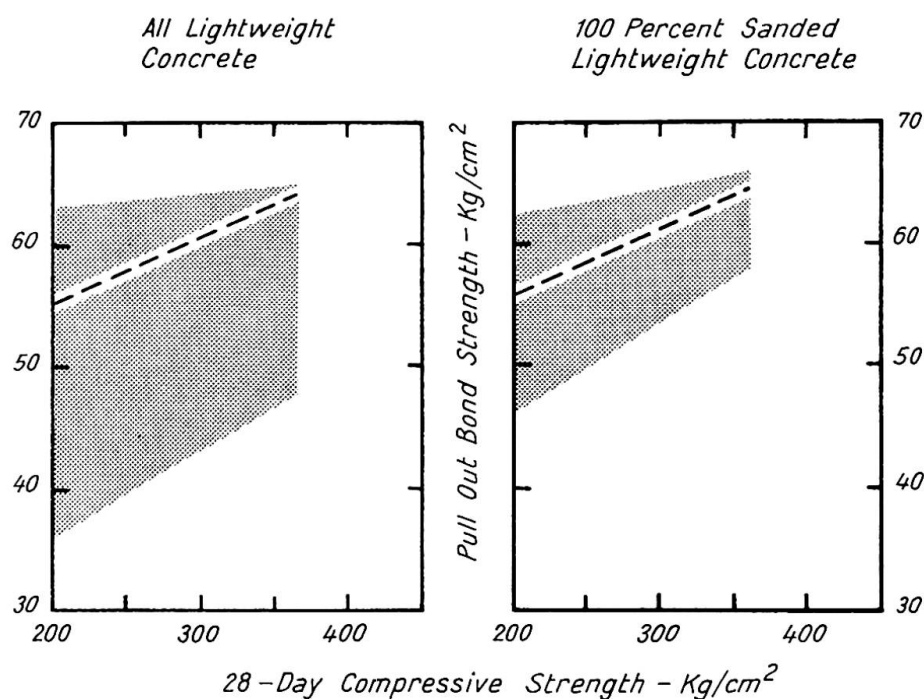


Fig. 5. Bond Strength

4.5. *Modulus of elasticity* normally ranges from 110,000 to 210,000 kg/cm², and is therefore about $\frac{1}{2}$ to $\frac{2}{3}$ the value for normal-weight concrete. The modulus for both normal and lightweight concretes can be approximated by an empirical formula of the form:

$$E = \alpha \sqrt{f'_c W^3}$$

The value of α is a function of the aggregate and ranges from about 0.12 to 0.16, when

$$\begin{aligned} E &= \text{modulus of elasticity, kg/cm}^2 \\ f'_c &= \text{compressive strength, kg/cm}^2 \\ \text{and } W &= \text{unit weight, kg/m}^3. \end{aligned}$$

The limited test data available indicates that, for all practical purposes, for lightweight concrete the modulus of elasticity for tension is the same as for compression (Fig. 6).

4.6. *Poisson's ratio* is about the same for both normal-weight and lightweight structural concrete. A value of 0.20 is usually assumed for design purposes.

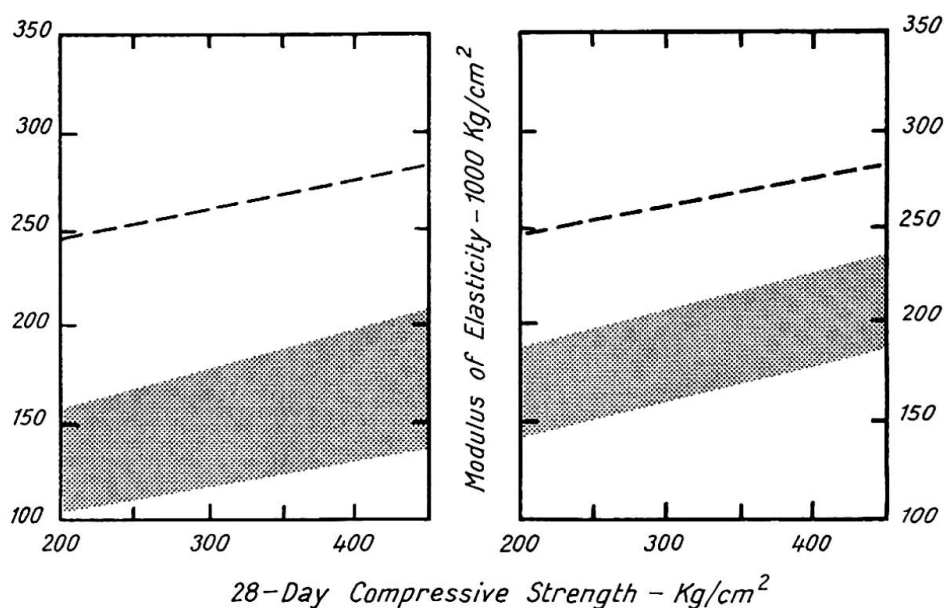


Fig. 6. Modulus of Elasticity

4.7. *Creep and Shrinkage* are closely related phenomena which vary over a wide range for both normal and lightweight concrete. On the average, however, both creep and shrinkage are considerably greater for lightweight concrete. For convenience, it is generally assumed that the principle of superposition applies. Hence, creep, i.e. the dimensional change with time due to sustained stress, is usually measured by subtracting the drying shrinkage of companion unloaded specimens from the total deformation of loaded specimens. Creep, thus determined, appears to be an inverse function of the strength, with most of the creep growth taking place during the early months after load is applied. The fact that lightweight concrete gains strength at a lower rate is therefore a partial explanation for increased creep values. Shrinkage, on the other hand, is primarily related to the rigidity of the aggregate and may increase with strength (Figures 7 and 8).

The use of sand as fines reduces both creep and shrinkage, probably through the reduction of mixing water required. Steam curing also reduces both creep and shrinkage by amounts ranging from 20 to 40%.

4.8. *Ultimate Strains* for most lightweight concretes are somewhat greater than the value 0.003 permitted by the ACI code. The stress-strain curve for lightweight concretes tends to be linear up to higher ratios of compressive strength and as a result both the area ratio, $k_1 k_3$, and the depth ratio to the centroid of the stress block, k_2 , are somewhat less than for structural normal-weight concretes. Additional research is needed to substantiate the use of the coefficients for normal-weight concrete for ultimate strength design with structural lightweight concrete.

4.9. *Other Physical Properties.* Structural lightweight concretes are surprisingly durable. Resistance to freezing and thawing has been shown to be

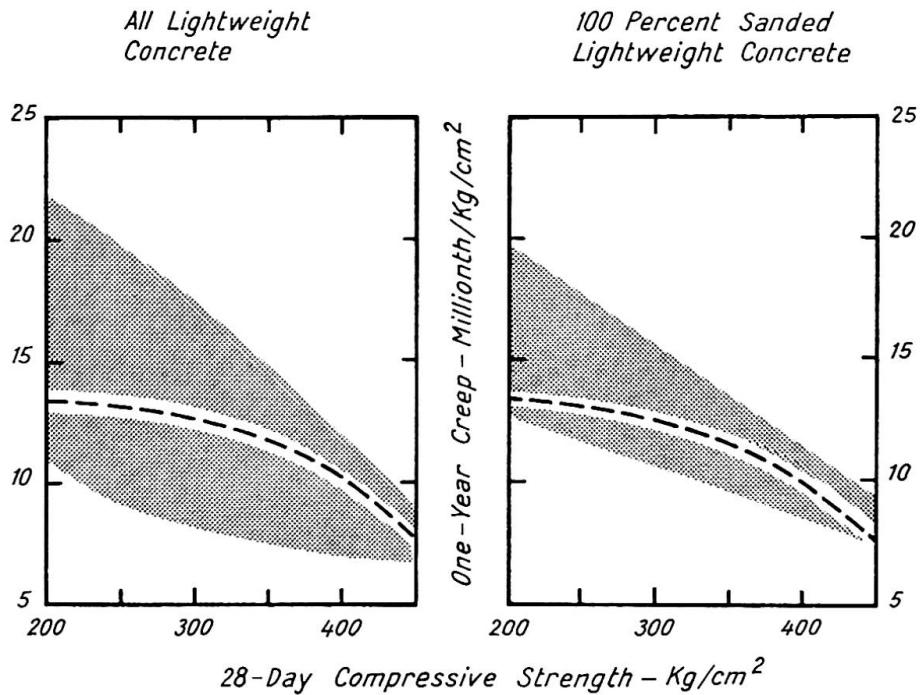


Fig. 7. One-Year Creep

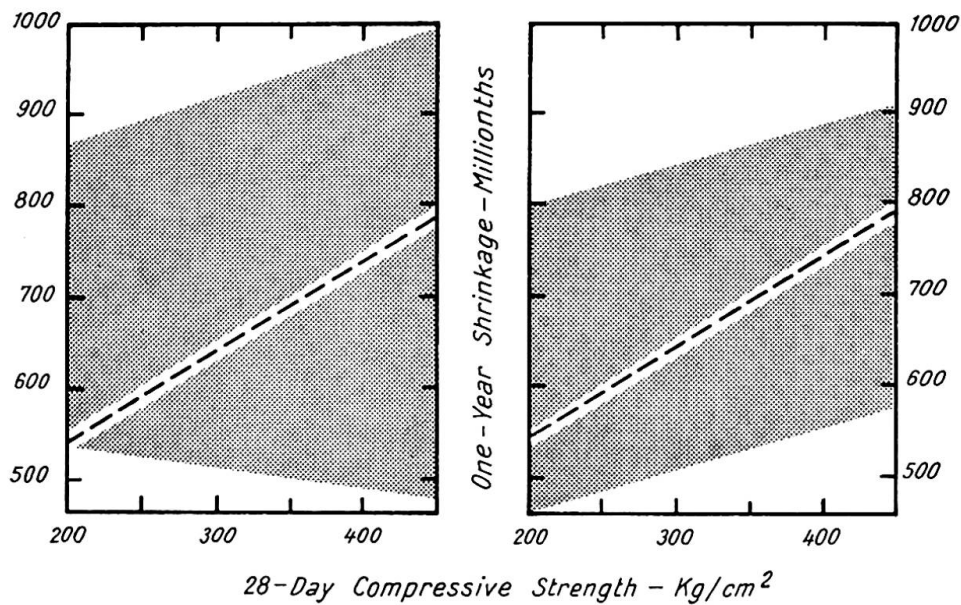


Fig. 8. One-Year Shrinkage

equal to or better than that of normal-weight concrete, both with and without air entrainment. Air entrainment not only provides a high degree of durability against freeze-thaw and salt scaling but also materially improves workability. Lightweight concrete can absorb from 12 to 22% water by volume as compared to about 12% for normal-weight concrete. Any relationship which may exist between absorption and durability is uncertain and devious, as witnessed

by the fact that air entrainment improves durability without appreciably altering absorption.

Cover over reinforcement is generally specified the same as for normal-weight concrete. No evidence of any material difference in corrosion protection has been reported. The rough and hard surface characteristics of the aggregate result in good wearing qualities as testified by the excellent service record of many bridge decks constructed with lightweight aggregate concrete. Because of its lower tensile strength, however, this material is subject to "plucking" and spalling under localized impact. A thin epoxy surfacing has been found to be a good solution for restoring and protecting areas subjected to extreme localized abrasion or wear.

The thermal coefficient of expansion is about 80% that of normal-weight aggregate concrete with intermediate values resulting when sand is used as a replacement of lightweight fines. Thermal conductivity is a function of the dry unit weight of the concrete, and ranges from a fifth to a third that of normal-weight concrete. As a result, lightweight aggregate concrete provides 20–50% better fire resistance as well as improved thermal insulation.

Section 5. Design Rules

Lightweight aggregate concrete structures have been shown, both by tests of structural elements and by field performance, to behave in much the same manner as those constructed of conventional concrete. With respect to most concrete properties, the performance is merely one of degree; the basic design principles are the same and at most only minor adjustments need be made to accommodate the effect of property differences. In the past, many successful structures have been designed using structural lightweight aggregate concrete with no other design modifications than a reduction in the dead load assumed.

For many of the properties of lightweight concrete, the difference does not warrant design modifications under usual design conditions. Thus, while the thermal coefficient of expansion is slightly lower and shrinkage is somewhat greater, modification of shrinkage and temperature reinforcement requirements is not justified. Similarly, the permeability of structural lightweight aggregate concrete and the crack width and spacing are not sufficiently different to warrant changes in minimum cover requirements over reinforcement. For other properties, such as creep and shrinkage, the dispersion is so great, both for normal and lightweight concrete, that average values can only be used as a guide for engineering judgement. When such properties are critical in determining performance, design should be based on test data for, or experience with, the specific materials used.

Other than weight, the properties of structural lightweight aggregate concrete that are significantly different to require design modifications are tensile strength and modulus of elasticity.

5.1. *Flexural elements* governed by flexural strength may be proportioned the same as conventional concrete beams and slabs subjected to the same total load. This procedure is justified since the ultimate strength design requirements for flexural computations apply without modification to structural lightweight aggregate concrete. The effect of lower tensile strength, however, should be considered in: (a) Providing for shear and diagonal tension; (b) Calculating the cracking load capacity of prestressed elements; and, (c) For deflection calculations, in determining the point where the section changes from a homogeneous to a cracked section. Similarly, the bond capacity may be reduced, although, bond is rarely a design criterion for high bond reinforcement.

When deflection criteria govern the design, minimum depths may need to be increased as much as 20% to compensate for the effects of the reduced modulus of elasticity and increased shrinkage and creep. It should be noted that the decrease in flexural stiffness of the member is not directly proportional to the decrease in the elastic modulus of the concrete due to the increase in the modular ratio, i.e. the ratio of the modulus of elasticity of the steel to the modulus of the concrete. This increase in modular ratio is also beneficial, at working-load levels, in terms of distribution of stresses in the compression zone. Thus for comparable sections with equal reinforcement ratios, the neutral axis is lower in a beam section with lightweight concrete than in a beam with normal-weight concrete. As a result, concrete stresses at working-load levels are somewhat lower in lightweight concrete flexural members than in conventional concrete members of equal depth. These factors, together with reduced dead load, tend to compensate for the reduced stiffness due to decreased modulus of elasticity. Similarly the moment induced by shrinkage is comparable; the increased shrinkage potential for lightweight concrete being compensated by the lowering of the neutral axis.

While the lower E -value for lightweight structural concrete results in more flexible members, this reduced stiffness can at times be beneficial. In cases of impact or dynamic response, and in certain types of highly redundant structures, including shells with fixed edges, the reduced stiffness tends to reduce localized stress concentrations.

The size and shape of structural members has been shown to be of considerable importance with respect to creep and shrinkage and, to some extent, the tensile strength of lightweight concrete. Because these properties are related to a loss of moisture and because the rates of both creep and shrinkage tend to be greater at early ages, before the concrete has gained its full strength, thin sections and sections having a large exposed surface area to volume ratio tend to exhibit much greater creep and shrinkage as well as reduced tensile strength. At the present time, American design codes do not take this shape factor into account although this phenomenon has been recognized in some of the European codes and in the C.E.B. recommendations.

While lightweight structural concrete may be used in prestressed concrete

members, the effect of decreased modulus and lower tensile strength must be taken into consideration in computing prestress losses and in the design of end anchorages. Although the dead load deflections will tend to be balanced by the camber due to prestress, axial shortening of the member will be greater and result in greater end movements at bearing supports. The net camber of prestressed structural lightweight concrete members tends to vary somewhat more widely. Because of the greater thermal insulation offered by lightweight concrete, temperature differentials tend to be somewhat greater. Also, being more absorptive, lightweight structural concrete members are more susceptible to warping and other distortions due to differential moisture changes.

5.2. *Columns* can also be proportioned on the same basis, regardless of whether lightweight or normal-weight concrete is employed, provided buckling is not a design criterion. While the stress division of axial loads to concrete and steel is somewhat different, because of somewhat greater shrinkage and creep, ultimate strength capacity, being independent of modulus of elasticity, is the same. For long columns, however, the reduced stiffness of the section must be taken into account. Insufficient evidence is available on the performance of long columns, with a slenderness ratio greater than fifteen, made of lightweight concrete. At the present time, it would seem logical to apply a factor of 0.8 to constants in load reduction formulas when lightweight aggregate concrete is used.

Because columns constitute a relatively small fraction of the total volume of concrete used in multi-story buildings, and because of the present trend toward greater column spacing coupled with smaller column size, it has become standard American practice to use very high-strength concrete in the columns and lower strength concrete in the floor systems. The use of normal-weight concrete in columns together with lightweight concrete in the floor system is both an economical and a practical solution and helps to avoid accidental use of the wrong type of concrete in the columns.

Section 6. Construction Procedures

High quality structural lightweight concretes, that present no particular problems in either placing or finishing, can readily be obtained by adhering to the fundamental principles of concrete mix design and control and by considering the unique properties of the aggregate. Field problems can arise if these unique properties are not taken into consideration. Most of the difficulties—as well as the potential benefits—derive from the increased absorption and lower unit weight of lightweight aggregate.

Because of variable absorption, conventional mix design procedures and control methods are not directly applicable. Satisfactory substitute procedures, however, have been developed and should be employed. Air entrainment is

almost always desirable, not only to improve durability but also to improve workability of the mix. Maintenance of uniform and consistent gradation is somewhat more critical because of variability of unit weight with aggregate size. Due to the lighter weight of the aggregate, lightweight concrete of a given workability does not slump as much as sand and gravel concrete. These lower slump consistencies are an advantage in placing concrete on steep slopes as, for example, in the case of shell roofs.

With respect to placing and finishing, lightweight concrete presents some advantages and also some disadvantages in comparison with normal-weight concrete. The principal advantage is, of course, the reduction in weight of the material which must be handled. Forms and shores therefore can be designed for much lighter loads. The reduced weight of the concrete which must be handled requires less energy and reduces wear and handling of equipment. The principal disadvantages resulting from the reduced weight of the aggregate are a tendency toward segregation, especially when the concrete is overworked or the mix is improperly designed. While some entrained air is desirable to increase the plasticity of the mix, an excess may produce blow holes and pock marks on the surface and make the concrete difficult to finish. Excessive vibration should be avoided to prevent segregation which, in lightweight concrete, is much more undesirable because the lighter coarse aggregate tends to float to the top while the heavier paste and the fines sink to the bottom.

Section 7. Applications

Structural lightweight aggregate concrete has been most widely utilized in buildings and similar applications where the reduced dead load justifies the increased cost of the material. In general, application of structural lightweight concrete falls into one of two categories.

The first category includes structures in which the dead load constitutes a large fraction of the total load and where lightweight concrete can be specified regardless of the cost of the material. Examples of such applications include the use of lightweight concrete in ships and in the reconstruction or modification of structures using existing foundations and/or substructures and where the total load is limited.

The second category includes applications where the decision to use structural lightweight aggregate concrete must be made on the basis of economic considerations. Factors which must be considered in selecting structural lightweight concrete include: (a) Reduction in the dead load, permitting shallower sections and smaller columns and footings; (b) Reduction of seismic loads; (c) Construction economies resulting from lighter forms, reduction of concrete handling costs, and for precast members, easier handling and erection and lower transportation costs; (d) Reduced modulus of elasticity and its bene-

ficial and adverse effects on flexibility, including increased prestress losses in tendons; (e) Thermal characteristics, including the increased insulation and improved resistance to fire damage.

Structural lightweight concrete has been used successfully for floors and roofs, both in situ and precast, precast wall panels, bridge girders, bridge decks, and shell roofs. This material has been particularly useful in marine applications including floating structures such as ships and floating docks, because the submerged weight is only about half that of conventional concrete.

Recent design innovations and current developments in materials should make economically feasible an even wider range of applications. Structural lightweight aggregate concrete decks and floors in composite with either steel stringers or precast and/or prestressed girders have proven to be extremely economical. Voided slabs and composite sections consisting of precast units and cellular concrete fills can be used effectively to increase both the rigidity and the insulating properties of the section. Other developments currently under study and which may radically effect the application of structural lightweight concrete include the use of expansive cements to compensate for increased shrinkage, and the use of chopped wire or other fiber reinforcement to improve the tensile characteristics of concrete. While these modifications would increase the cost, this increase relative to the cost of structural lightweight aggregate concrete would be considerably smaller than for conventional concrete and therefore more readily justified.

In this summary report it was only possible to give an overview of the range of properties of lightweight aggregate concrete and to briefly touch upon the present applications of this material. The more detailed discussions by the Congress participants of such problems as quality control, both for lightweight aggregate production and of lightweight concrete; of the design and construction practices which best exploit the characteristics of this material; and of new developments and innovations for improvement, both of the material and of structural designs, should provide a comprehensive coverage of the status of lightweight aggregate concrete. These contributions should do much to bring into sharp focus the unique properties and potentialities of this superior construction material.

References

- ACI Committee 213: Guide to Structural Lightweight Concrete. Preliminary Draft, March 1966.
- J. A. HANSON: Optimum Steam Curing Procedures for Structural Lightweight Concrete. ACI Journal 1965.
- ACI Committee 318: Commentary on Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63). ACI Publication SP-10, 1965.
- J. W. BALDWIN JR.: Bond of Reinforcement in Lightweight Aggregate Concrete. Preliminary Report, 61st Annual Conv., ACI, March 1965.

- J. B. LEDBETTER, E. S. PERRY, J. T. HOUSTON, J. N. THOMPSON: Critical Mechanical Properties of Structural Lightweight Concrete and Their Effect on Pavement Design. Report HRB, Jan. 1965.
- E. HOGNESTAD, R. C. ELSTNER and J. A. HANSON: Shear Strength of Reinforced Structural Lightweight Aggregate Concrete Slabs. ACI Journal, June 1964, pp. 643-656; PCA Devel. Dept. Bul. D 78.
- T. W. REICHARD: Creep and Drying Shrinkage of Lightweight and Normal-Weight Concretes. Natl. Bur. of Stand. Monograph, Nr. 74, Mar. 1964.
- ACI Committee 318: Standard Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318-63). ACI Journal, June 1963.
- J. A. HANSON: Optimum Steam Curing Procedure in Precasting Plants. ACI Journal, 1963, pp. 75 to 100; PCA Devel. Dept. Bul. D 62.
- J. A. HANSON: Tensile Strength and Diagonal Tension Resistance of Structural Lightweight Concrete. ACI Journal, July 1961.
- J. J. SHIDELER: Manufacture and Use of Lightweight Aggregates for Structural Concrete. PCA Devel. Dept. Bul. D 40, Jan. 1961.
- ADRIAN PAUW: Static Modulus of Elasticity of Concrete as Affected by Density. ACI Journal, Dec. 1960.
- J. J. SHIDELER: Lightweight-Aggregate Concrete for Structural Use. ACI Journal, Oct. 1957.
- R. W. KLUGE: Structural Lightweight-Aggregate Concrete. ACI Journal 1956.
- T. R. JONES JR., T. J. HIRSCH and H. K. STEPHENSON: The Physical Properties of Structural Quality Lightweight Aggregate Concrete. Texas Transp. Inst. Report, Texas A & M College, Aug. 1959.
- W. H. PRICE and W. A. CORDON: Tests of Lightweight-Aggregate Concrete Designed for Monolithic Construction. ACI Journal, Apr. 1959.
- D. W. LEWIS: Structural Lightweight-Aggregate Concrete Made with Expanded Blast Furnace Slag. ACI Journal, Nov. 1958.
- G. H. NELSON and O. C. FREI: Lightweight Structural Concrete Proportioning and Control. ACI Journal, Jan. 1958.
- Lightweight Aggregate Concretes. Housing and Home Finance Agency, Washington, D.C. 1950.

Vb

Béton léger considéré comme matériau porteur (technologie du béton léger, calcul des ouvrages)

ADRIAN PAUW

Professor of Civil Engineering, University of Missouri, Columbia, Mo.

1. Introduction

C'est une importance accrue qu'on attache à la recherche d'un emploi plus rationnel des matériaux dans la construction, et ce fait, qui dans de nombreuses régions du monde s'accompagne d'une raréfaction des agrégats naturels de bonne qualité, généralise rapidement l'utilisation d'agrégats légers industriels pour le béton. Etant donné que nombre de ces agrégats permettent de fabriquer facilement un béton de qualité appropriée à son emploi dans la construction, de grandes quantités en sont actuellement mises en œuvre dans la construction en béton, et ce non seulement aux Etats-Unis mais aussi dans d'autres parties du monde. Rien qu'aux Etats-Unis et au Canada, la production annuelle d'agrégats légers industriels est proche maintenant, pour l'ensemble des sortes, de 10 millions de mètres cubes. Près de 40% de la production totale sont utilisés pour des éléments porteurs, le reste servant principalement pour la fabrication des agglomérés de béton et le béton isolant. Le taux auquel se développe l'emploi des agrégats légers dans la fabrication du béton de construction est hautement significatif. Pour les agrégats du type four rotatif, qui représentent environ 70% de la production de l'ensemble des sortes, l'utilisation qui en est faite dans le béton pour ouvrages d'art est passée de moins de 30 000 mètres cubes, en 1952, à une valeur qui dépasse aujourd'hui 3 000 000 de mètres cubes. Le béton léger a été employé dans maintes applications, parmi lesquelles des bâtiments à étages multiples tels qu'immeubles d'habitation, immeubles à usage de bureaux, garages, hôtels, etc., d'innombrables types de voiles y compris ceux de forme prismatique, des tabliers de ponts et de passages supérieurs; il l'a en

fait été dans tous les types d'ouvrages à propos desquels une réduction de poids est de nature à entraîner des économies générales. Parmi les projets importants réalisés en béton léger, citons le monumental bâtiment de la TWA au Kennedy International Airport, les tours Marina de 60 étages de Chicago et le Statler Hilton Hotel de Dallas. On se convainc ainsi de l'essor rapide qu'a connu le béton léger et qui en fait un secteur important de l'industrie du béton pour ouvrages d'art.

A l'exception du poids unitaire, les caractéristiques mécaniques du béton à agrégats légers de la qualité type construction sont tout à fait semblables à celles du béton de densité ordinaire, et l'on peut donc calculer le béton léger tant armé que précontraint selon les méthodes conventionnelles en adoptant les mêmes bases qu'à l'endroit du béton ordinaire. Il n'en reste pas moins que le béton léger possède des propriétés particulières qui diffèrent à des égards importants de celles du béton ordinaire. Pour tirer pleinement parti des potentialités de ce matériau, il est nécessaire d'étudier minutieusement ses caractéristiques propres et de prendre en considération l'effet qui en résulte sur le comportement des ouvrages.

En dépit du développement rapide de l'emploi du béton à agrégats légers, et bien que personne ne mette en doute l'expansion encore accrue qu'il est appelé à connaître dans l'avenir, le béton léger reste encore une question peu claire pour nombre d'ingénieurs, d'architectes et de constructeurs. Cet état de choses est en partie dû à la grande variété d'agrégats légers naturels et industriels qui s'offre aux utilisateurs pour fabriquer des bétons présentant une large gamme de densités et d'autres propriétés physiques. Le spectre des bétons à agrégats légers est représenté à la Fig. 1, en partant des bétons isolants qui ne pèsent pas plus de 240 kg au m³ pour arriver aux bétons denses pour ouvrages d'art dont le poids atteint 2000 kg au m³. Dans le présent rapport nous nous bornerons à considérer le béton léger pour ouvrages d'art dont la définition est la suivante:

Béton léger pour ouvrages d'art. Béton contenant des agrégats poreux ou soufflés, de densité 1350–2000 kg/m³ et de résistance sur cylindre à 28 jours comprise entre 175 et 500 kg/cm².

Aux fins de comparaison, donnons la définition du béton conventionnel pour ouvrages d'art:

Béton pour ouvrages d'art de densité normale. Béton contenant des agrégats naturels de gravier, sable ou pierres concassées, de densité nominale égale à 2400 kg/m³ et de résistance sur cylindre à 28 jours comprise entre 175 et 500 kg/cm².

2. Agrégats légers destinés au béton pour ouvrages d'art

La production d'un béton léger de construction est liée à l'existence d'agrégats légers de haute qualité. En se reportant à nouveau à la Fig. 1, on peut voir

à l'extrémité supérieure de l'échelle qu'il existe plusieurs sortes d'agréats pour fabriquer les bétons pour ouvrages d'art. Chacun de ces matériaux ne peut toutefois être employé pour produire des bétons à haute résistance sans qu'on ait à ajouter des matériaux naturels et/ou à prévoir des teneurs en ciment très élevées. Les agrégats naturels de cette catégorie: ponce, tuf et scories volcaniques, sont des matériaux légers qu'on trouve généralement dans les sédiments volcaniques. Mélangés à du sable naturel, certains de ces matériaux peuvent permettre la fabrication de bétons d'assez bonne qualité, mais il est difficile d'obtenir des résistances élevées et elles exigent de très fortes teneurs en ciment.

Les matériaux bruts employés dans la fabrication commerciale des agrégats légers de construction sont soit des matériaux qu'on trouve à l'état naturel tels que certains schistes, argiles et ardoises, soit des produits secondaires provenant d'autres opérations industrielles tels que le laitier des hauts fourneaux, les cendres volantes de la combustion du coke ou du charbon dans les centrales thermiques. Les mâchefers, bien que largement utilisés dans la fabrication des agglomérés de béton, ont des propriétés insuffisantes et variables eu égard à leur mise en œuvre dans la fabrication du béton, et l'on n'a généralement pas recours à eux en tant qu'agréats légers de construction.

Rien qu'aux Etats-Unis, il y a en ce moment au moins cent usines produisant des agrégats légers de construction. Soixante d'entre elles environ travaillent selon le système du four rotatif. Ce procédé consiste à chauffer des argiles, ardoises et schistes bruts dans des fours rotatifs pour les faire gonfler sous des conditions contrôlées. Les quarante autres usines se répartissent à peu près également entre installations de frittage et installations de laitier soufflé de hauts fourneaux. Dans l'opération de frittage, on mélange argile, schiste, ardoise ou cendres volantes à l'état brut avec un combustible pulvérisé pour ensuite brûler le mélange et le faire gonfler, sous contrôle, sur une grille mobile. Le laitier soufflé s'obtient en soumettant le laitier de haut-fourneau fondu à des jets d'eau, de vapeur et/ou d'air sous des conditions contrôlées.

Au cours de ces opérations, l'expansion se produit du fait de la formation de cavernes au sein de l'agréat, et ce, soit 1. par formation de gaz tels que SO_2 ou CO_2 qui gonflent les constituants minéraux plastiques, soit 2. par élimination des matériaux combustibles par combustion, ou soit enfin 3. par formation de vapeur contenue dans les éléments minéraux. Le produit ainsi obtenu est un agrégat cellulaire léger comportant des alvéoles dont la plus grande dimension peut être d'ordre microscopique ou atteindre plusieurs millimètres, selon le procédé de fabrication employé et le matériau brut utilisé. L'agréat de construction idéal qu'on pourrait obtenir aurait une structure alvéolaire en nid d'abeilles constituée par des interstices de dimensions moyennes et entièrement séparées par des parois résistantes.

A la sortie de la plupart des installations, on obtient un clinker qu'il faut refroidir, broyer et cribler pour produire un agrégat ayant une granulométrie appropriée. Ces agrégats sont généralement à arêtes vives, et leur texture super-

ficielle est poreuse ou piquée. Par triage préalable ou nodulisation du matériau brut et par une cuisson de réglage, en vue de prévenir ou de limiter au minimum l'agglomération, on peut obtenir un agrégat plus arrondi à la fois en utilisant le four rotatif et le procédé de frittage.

De ce qui vient d'être dit, il ressort clairement qu'en raison de la diversité des procédés applicables et des matériaux utilisables les divers types d'agrégats qu'on peut obtenir ont des propriétés très différentes. Il faut toutefois reconnaître que l'emploi de tous ces procédés et matériaux s'est révélé heureux en permettant d'obtenir des agrégats légers qui ont donné satisfaction en service, et que la diversité rencontrée dans les agrégats classiques actuellement en œuvre n'est certainement pas moins importante.

3. Propriétés des agrégats légers pour ouvrages d'art

Alors que les propriétés des agrégats légers, pris dans leur ensemble, présentent une gamme très étendue, les caractères physiques d'un agrégat donné provenant d'une source déterminée sont généralement tout à fait constants, et c'est bien ce qu'on doit pouvoir attendre d'eux. Cependant, même considérés dans leur ensemble, les agrégats légers possèdent des propriétés propres qui les distinguent des agrégats de densité normale. Pour être à même d'exploiter pleinement les possibilités offertes par ces matériaux, il est nécessaire de bien comprendre en quoi consistent ces propriétés propres.

3.1. *Le poids unitaire* de ces agrégats est nettement plus faible. Le béton pour ouvrages d'art constitué d'agrégats légers a un poids réduit de 30%, ce qui en fait un matériau utilisable dans nombre d'applications pour lesquelles il ne serait pas possible d'employer du béton ordinaire. Les éléments particulièrement fins ont généralement un poids unitaire quelque peu plus élevé du fait qu'ils ont tendance à comprendre les fractions du matériau dont l'expansion a été la plus faible. Cette différence de densité entre fractions d'agrégats explique la tendance un peu plus forte qui se manifeste dans le sens d'une ségrégation à l'intérieur des tas. Une granulométrie constante est un impératif plus critique dans le cas des agrégats légers, car ses variations seraient de nature à provoquer des fluctuations intéressantes tant la densité que les autres caractéristiques du béton.

3.2. *Les dimensions maximales* des agrégats légers sont généralement plus faibles que celles de la plupart des matériaux de poids normal. En ce qui concerne les schistes et les laitiers expansés, la taille maxima est ordinairement de 1-2 cm, bien qu'avec le procédé du four rotatif il existe des schistes allant jusqu'à 2,5 cm. A certains égards, les exigences relatives au béton ordinaire, comme par exemple la teneur en air optimale, sont à peu près les mêmes que celles se rapportant au béton léger si l'on prend en considération les dimensions maxima des agrégats.

3.3 *La forme des particules* des agrégats légers peut être très diverse, ainsi qu'on l'a déjà remarqué, la gamme s'étendant des agrégats broyés irréguliers et grossiers, à la surface piquée et rugueuse, aux cailloux lisses et arrondis qu'on obtient en procédant à un triage préalable du matériau initial et en contrôlant la cuisson.

3.4. *La densité apparente* des particules est très basse par comparaison avec celle des agrégats conventionnels. Etant donné que les particules expansées comportent des vides ou des espaces remplis d'air, il est difficile d'évaluer cette caractéristique, tout particulièrement dans la fraction des éléments fins, en raison de la variabilité de l'absorption. Tout comme le poids unitaire, la densité varie en fonction des dimensions des particules. Les morceaux les plus gros sont les moins denses et les plus petits sont les plus denses.

3.5. *La résistance* des particules des agrégats varie d'une sorte à l'autre. Certaines sont peu résistantes et friables tandis que d'autres sont résistantes et dures. Cette propriété n'intervient pas nécessairement pour interdire l'emploi de telle ou telle sorte dans la fabrication des bétons légers de construction, mais elle se manifeste dans la valeur des résistances à la compression associées à une consistance et à une teneur en ciment déterminées, notamment dans le cas des bétons de résistance élevée.

3.6. *La qualité des agrégats*, telle que déterminée par les essais de béton exécutés conformément aux techniques normalisées de gel et dégel, est généralement semblable à celle des agrégats de poids ordinaire de bonne qualité. Il faut veiller à ce que les matériaux indésirables tels que chaux calcinée ou composés ferreux, qui contribuent respectivement à dégrader la qualité et à provoquer des taches, ne soient pas présents dans des quantités qui les rendraient nuisibles.

3.7. *L'absorption* dont sont capables les agrégats légers est élevée si on la compare à celle des agrégats de poids normal qui absorbent 1 ou 2% d'eau rapportés au poids sec des agrégats. Les agrégats ordinaires contiennent généralement une humidité suffisante au moment du dosage, de sorte que, s'ils absorbent de l'eau supplémentaire pendant le mélange, ce n'est qu'en très faible quantité. Ce qui fait qu'avec le béton de densité normale la quantité d'eau de gâchage requise peut facilement être réglée de façon à compenser l'absorption. En revanche, la plupart des agrégats légers peuvent absorber 5 à 20% d'eau rapportés au poids sec. Toute l'absorption ne se fait pas, normalement, pendant l'opération de mélange ni avant la mise en place, et il faut donc tenir compte de la quantité d'eau nécessaire aux agrégats de façon à empêcher le durcissement du mélange durant la période comprise entre le mélange et la mise en œuvre. Le taux d'absorption apparaît ainsi comme un facteur important qui doit être pris en considération lorsque, procédant par des gâchées successives, l'on veut obtenir une consistance uniforme.

Il convient de remarquer que l'eau absorbée ne peut être mise à profit par la pâte de ciment du mélange pendant le processus d'hydratation et que, par conséquent, elle n'influe en rien sur le rapport E/C. Le rapport eau-ciment

effectif *net* du béton léger est essentiellement le même, pour des résistances comparables, que celui du béton ordinaire.

Mais cette haute capacité d'absorption qui caractérise les agrégats légers n'est pas sans avoir certains avantages. L'eau absorbée représente un réservoir intérieur d'eau de maturation disponible pour la poursuite de l'humidification du ciment, même une fois qu'ont été interrompus les traitements après-prise classiques. Le résultat est que la plupart des bétons à agrégats expansés continuent à présenter des gains substantiels de résistance pendant plusieurs mois au-delà de l'arrêt de la cure.

4. Propriétés physiques du béton léger

L'exposé succinct qui est fait ci-dessous de ces propriétés se rapporte exclusivement à la partie du spectre de la Fig. 1 qui concerne les bétons légers considérés comme étant appropriés aux constructions portantes en béton armé et précontraint. Cette restriction étant faite, les propriétés de presque tous les agrégats de construction légers produits aux Etats-Unis, au Canada et en Australie recouvrent une large bande avec, toutefois, une dispersion pas beaucoup plus forte que celle présentée par les agrégats conventionnels de poids ordinaire. Dans une mesure un peu plus grande qu'avec le béton contenant des agrégats ordinaires, l'humidité du béton influe sur les propriétés du béton léger. Une grande partie des propriétés apparaissent aussi comme étant directement liées au poids unitaire; c'est ainsi par exemple que les bétons légers ont un module d'élasticité et une conductibilité calorifique plus faibles que les bétons lourds de même résistance. D'autre part, les propriétés en question ne présentent pas de ligne de démarcation très nette en rapport avec le type d'agrégats, que ce soit en fonction des matériaux bruts ou du procédé de fabrication appliqué. Les figures 2 à 8 indiquent le domaine de variation de certaines des propriétés physiques les plus importantes que l'on va maintenant étudier. A titre de comparaison, on a tracé en traits interrompus les courbes représentatives des propriétés d'un béton de même résistance à base de gravillons et de sable Elgin.

4.1. *Le poids unitaire* du béton léger pour ouvrages d'art varie de 1350 à 2000 kg/m³ environ, il est donc égal à 60–80% de celui du béton ordinaire de même résistance. C'est évidemment cette propriété qui constitue la principale justification de son emploi et qui, malgré le prix plus élevé des agrégats légers, peut en faire un matériau de construction économique (Fig. 2).

4.2. *La résistance à la compression* peut être amenée à la valeur maxima pratique d'environ 400 kg/cm² en n'augmentant que faiblement la teneur en ciment par comparaison avec ce qui est nécessaire pour les bétons ordinaires de résistance et granulométrie identiques. On a signalé des résistances dépassant 600 kg/cm² obtenues en prenant certains agrégats et d'assez fortes teneurs en ciment. En revanche, avec quelques agrégats, la résistance maxima est limitée

à approximativement 350 kg/cm², en raison vraisemblablement de la résistance inférieure des particules constituant ces agrégats. Avec la plupart des agrégats légers, et pour une consistance et une teneur en ciment données, on augmente la résistance à la compression en remplaçant les éléments fins par du sable naturel. Cette augmentation s'accompagne généralement, mais pas toujours, d'une élévation du poids unitaire (Fig. 3).

A l'instar de ce qui a lieu avec le béton de poids ordinaire, le durcissement à la vapeur accélère le développement de la résistance à la compression. Grâce aux effets qui résultent des meilleures qualités d'isolement que possède le béton léger, on peut obtenir des résistances accélérées quelque peu supérieures à celles qui sont possibles avec des bétons ordinaires comparables traités à la vapeur, après prise, dans les mêmes conditions.

4.3. *Cisaillements (Traction oblique), Résistance à l'éclatement par traction et Module de rupture* sont des propriétés qui, toutes, sont étroitement liées à la résistance à la traction. On peut donc se servir de la résistance à l'éclatement par traction comme d'un indicateur commode de ces propriétés. Dans le cas des bétons légers traités par humidification continue, les valeurs de la résistance à l'éclatement par traction recouvrent une bande relativement étroite qui n'est pas essentiellement différente de la bande relative aux bétons ordinaires. En revanche, lorsqu'il s'agit d'éprouvettes en béton léger soumises à un séchage, cette résistance à l'éclatement par traction est très nettement inférieure à celle des éprouvettes traitées par humidification continue. Cette chute semble due à des contraintes de retrait différentiel provoquées par un taux d'humidité différent entre les parties intérieure et extérieure de l'éprouvette. Ce retrait différentiel engendre des contraintes de traction dans le voile extérieur, alors que dans les régions situées à l'intérieur ces contraintes sont compensées par des compressions, ce qui a pour effet d'amoindrir la résistance à l'éclatement par traction. En remplaçant une partie des éléments fins légers par du sable, on a constaté qu'on pouvait améliorer la résistance du béton léger séché à l'éclatement par traction, et en de nombreux exemples les résultats sont presque aussi bons quand cette substitution porte seulement sur un tiers des éléments au lieu d'être totale (Fig. 4).

4.4. *La force d'adhérence*, telle que déterminée par des essais de traction sur des barres à empreintes, est en moyenne égale à environ 70% de celle des bétons ordinaires de même résistance à la compression. Les valeurs de la force d'adhérence mesurée par essais de traction ont tendance à varier dans une large gamme, tant en ce qui concerne le béton ordinaire que pour le béton léger, et la rupture peut soit être provoquée par l'éclatement, par suite d'un effet de coin, soit être due à l'écrasement du béton sous les empreintes de la barre. Le remplacement par du sable se révèle avantageux pour certains bétons légers. Il est nécessaire de poursuivre les recherches pour déterminer l'effet exercé par les agrégats sur la force d'adhérence ainsi que pour fonder la validité des essais de traction auxquels on a recours pour mesurer la force d'adhérence (Fig. 5).

4.5. *Le Module d'élasticité* varie normalement de 110 000 à 210 000 kg/cm² et représente donc la moitié ou les $\frac{2}{3}$ de celui du béton ordinaire. Tant pour les bétons ordinaires que légers, on peut obtenir une valeur approximative du module à l'aide d'une formule empirique de la forme suivante:

$$E = \alpha \sqrt{f'_c W^3}.$$

La valeur de α est fonction des agrégats et varie entre environ 0,12 et 0,16 en prenant:

$$\begin{aligned} E &= \text{module d'élasticité, en kg/cm}^2 \\ f'_c &= \text{résistance à la compression, en kg/cm}^2 \\ W &= \text{poids unitaire, en kg/m}^3. \end{aligned}$$

Les données expérimentales limitées dont on dispose montrent que, pour toutes les applications pratiques, le module d'élasticité du béton léger est le même à la traction qu'à la compression (Fig. 6).

4.6. *Le coefficient de Poisson* est à peu près le même pour le béton pour ouvrages d'art léger ou ordinaire. On admet généralement une valeur de 0,20 aux fins du calcul.

4.7. *Le fluage et le retrait* sont des phénomènes étroitement liés dont les variations couvrent une large gamme, tant pour le béton ordinaire que pour le béton léger. En moyenne, cependant, le fluage et le retrait sont beaucoup plus intenses avec le béton léger. Par commodité, on admet généralement que le principe de superposition s'applique. Ce qui fait que pour déterminer le fluage, c'est-à-dire la déformation différée due aux efforts de longue durée, la méthode courante consiste à soustraire le retrait au séchage présenté par des éprouvettes témoins non chargées de la déformation totale affectant les éprouvettes chargées. Ainsi mesuré, le fluage semble être une fonction inverse de la résistance, et il se manifeste pour la plus grande partie au cours des premiers mois consécutifs à l'application des charges. Le fait que le béton léger acquière moins rapidement sa résistance explique ainsi en partie le fluage plus important qui lui est associé. D'un autre côté, c'est à la rigidité des agrégats qu'est principalement lié le retrait, et il peut croître avec la résistance (Fig. 7 et 8).

Le remplacement des éléments fins par du sable a pour effet de réduire tant le fluage que le retrait, en raison très vraisemblablement de la moins grande quantité d'eau de gâchage qui est requise. Le durcissement à la vapeur réduit également le fluage et le retrait, et ce dans des proportions comprises entre 20 et 40%.

4.8. *Les déformations à la rupture* associées à la plupart des bétons légers sont un peu plus grandes que la valeur 0,003 permise par le Code ACI. Le graphe contrainte-déformation des bétons légers tend à être linéaire jusqu'à des valeurs plus élevées de la résistance à la compression et, de ce fait, le rapport des sections, k_1 , k_3 , et le rapport des hauteurs au centre de gravité de la

figure des tensions, k_2 , sont tous deux un peu moindres qu'avec les bétons ordinaires pour ouvrages d'art. De nouvelles recherches sont nécessaires pour valider l'emploi des coefficients du béton ordinaire dans le calcul à la limite des ouvrages en béton léger.

4.9. *Autres propriétés physiques.* Les bétons légers pour ouvrages d'art ont une longévité étonnante. On a montré que leur résistance au gel et au dégel était égale ou supérieure à celle du béton ordinaire, et ce aussi bien avec que sans entraînement d'air. L'entraînement d'air confère une forte durabilité à l'épreuve des cycles de gel-dégel et de l'écaillage dû aux sels mais, de plus, il améliore sensiblement la maniabilité. Le béton léger peut absorber de 12 à 22% d'eau en volume par comparaison avec les 12% approximatifs du béton ordinaire. Toute relation pouvant lier l'absorption et la durabilité est incertaine et procède de considérations indirectes, ainsi qu'en témoigne le fait que l'entraînement d'air augmente la durabilité sans modifier de façon appréciable l'absorption.

L'enveloppement des armatures se fait en général de la même manière qu'avec le béton ordinaire. On n'a rien signalé qui permette de supposer l'existence de différences significatives en matière de protection contre la corrosion. La rugosité et la dureté superficielles qui caractérisent les agrégats assurent une bonne résistance à l'usure, ainsi qu'il ressort de l'excellente tenue dont il est fait état à propos de nombreux tabliers de ponts exécutés en béton léger. Néanmoins, en raison de sa plus faible résistance à la traction, ce matériau est sujet aux «arrachages» et aux fissurages sous l'effet de chocs localisés. On a constaté qu'un revêtement mince en résine époxy constituait une bonne solution pour remettre en état et protéger les zones soumises à des conditions locales d'abrasion ou d'usure particulièrement sévères.

Le coefficient de dilatation thermique est approximativement égal à 80% de celui du béton contenant des agrégats de densité ordinaire, et il s'en rapproche davantage lorsque l'on prend du sable à la place des éléments fins. La conductibilité calorifique est fonction du poids unitaire à sec du béton et varie de $\frac{1}{5}$ à $\frac{1}{3}$ de celle du béton ordinaire. Ce qui confère au béton léger une résistance au feu supérieure de 20 à 50% ainsi qu'un meilleur isolement thermique.

5. Règles de calcul

Tant le comportement des ouvrages en service que les essais exécutés sur des pièces de charpente ont montré que les constructions en béton léger se comportaient de manière tout à fait semblable à celles exécutées en béton ordinaire. Eu égard à la plupart des propriétés du béton, la comparaison des comportements est purement une question de degré; les principes de base du calcul sont les mêmes, et ce sont tout au plus des ajustements mineurs qu'il y a lieu de faire pour prendre en compte les effets dus aux différences de propriétés. Dans le passé, on a conçu nombre d'ouvrages parfaitement réussis à partir de

béton léger pour ouvrages d'art sans apporter d'autre modification à l'établissement du projet que la réduction du poids mort.

Pour une grande partie des propriétés du béton léger, les différences qui interviennent ne justifient pas d'apporter des changements au calcul dans les conditions où on le fait habituellement. C'est ainsi que, malgré un coefficient de dilatation thermique légèrement plus faible et un retrait légèrement plus important, il n'y a pas lieu de modifier les conditions auxquelles doivent satisfaire les armatures en prévision des effets du retrait et de la température. De même, la perméabilité du béton léger pour ouvrages d'art ainsi que la largeur des fissures et leur espacement ne diffèrent pas suffisamment pour qu'il soit nécessaire d'apporter des modifications aux caractéristiques minimales de l'enveloppe des armatures. En ce qui concerne d'autres propriétés, telles que le fluage et le retrait, la dispersion est si grande, aussi bien pour le béton ordinaire que pour le béton léger, que les valeurs moyennes peuvent seulement servir de guide dans les jugements qui incombent à l'ingénieur. Lorsque ces propriétés jouent un rôle déterminant dans l'étude du comportement, il faut baser le calcul sur les données expérimentales dont on dispose à l'endroit des matériaux spécifiques mis en œuvre ou sur l'expérience qu'on en a.

Outre le poids, la résistance à la traction et le module d'élasticité sont des caractéristiques qui, dans le béton léger pour ouvrages d'art, sont elles aussi différentes de manière significative et nécessitent de modifier le calcul.

5.1. *Les éléments fléchis* régis par la résistance à la flexion peuvent être dimensionnés de la même façon que le sont les dalles et poutres en béton ordinaire supportant la même charge totale. Cette façon de procéder est justifiée étant donné que les conditions du calcul à la rupture relatives à la détermination des flexions s'appliquent sans aucune modification au béton léger. La résistance réduite à la traction doit toutefois être prise en considération en ce qui concerne: a) les cisaillements et les tractions obliques, b) le calcul des charges maxima de fissuration des éléments précontraints, et c) pour calculer les déformations, la recherche du point où les éléments cessent d'être homogènes pour devenir fissurés. De même, la capacité d'adhérence peut se trouver réduite, bien que l'adhérence représente rarement un critère du calcul des armatures à haute adhérence.

Lorsque ce sont les déformations qui régissent l'étude, il peut se révéler nécessaire d'augmenter les hauteurs minima d'une quantité atteignant 20% pour compenser les effets de la réduction du module d'élasticité et de l'intensification du fluage et du retrait. Il convient de remarquer que la perte de rigidité à la flexion des pièces n'est pas directement proportionnelle à la diminution du module d'élasticité du béton, du fait de l'accroissement du rapport modulaire, c'est-à-dire du rapport du module d'élasticité de l'acier à celui du béton. Cette augmentation du rapport modulaire est avantageuse, au niveau des contraintes de service, eu égard à la distribution des efforts dans la zone comprimée. C'est ainsi que, pour des sections comparables possédant le même pourcentage d'acier,

la fibre neutre est située plus bas dans une poutre en béton léger que dans une poutre en béton ordinaire. Le résultat est que les contraintes qui apparaissent dans le béton au niveau des charges de service sont un peu plus faibles dans les éléments fléchis en béton léger que dans les pièces de même hauteur en béton ordinaire. Tout ceci, joint à la réduction du poids mort, tend à compenser la perte de rigidité due à la plus faible valeur du module d'élasticité. Il en va de même du moment provoqué par le retrait qui lui aussi reste comparable; le retrait potentiel qui se trouve accru dans le cas du béton léger est en effet compensé par l'abaissement de la fibre neutre.

Cette plus faible valeur de E qui est associée au béton léger donne des pièces plus flexibles, mais cette rigidité réduite peut parfois se révéler avantageuse. En présence de chocs ou de réponses dynamiques, ainsi qu'avec certains types d'ouvrages à haut degré d'hyperstaticité comprenant des voiles avec bords encastres, cette plus faible rigidité a tendance à réduire les concentrations d'efforts en des points particuliers.

On a montré que les dimensions et la forme des pièces de charpente revêtaient une importance considérable en ce qui concerne le fluage et le retrait ainsi que, dans une certaine mesure, la résistance à la traction du béton léger. Etant donné que ces propriétés sont liées à une perte d'humidité et que la vitesse à laquelle se produisent tant le fluage que le retrait tend à être plus élevée au début, c'est-à-dire avant que le béton ait atteint sa résistance finale, les éléments minces et ceux présentant un rapport surface exposée/volume de valeur élevée ont tendance à manifester un fluage et un retrait beaucoup plus prononcé ainsi qu'une plus faible résistance à la traction. En leur état actuel, les codes de construction américains ne tiennent pas compte de ce facteur de forme bien que le phénomène en question ait été reconnu par les auteurs de certains des codes européens et dans les recommandations du C.E.B.

Si le béton léger pour ouvrages d'art peut très bien être utilisé dans les pièces en béton précontraint, il est toutefois nécessaire de prendre en considération la réduction du module et de la résistance à la traction dans le calcul des pertes de précontrainte et des ancrages d'extrémité. Bien que les flèches dues au poids mort aient tendance à être compensées par la cambrure résultant de la précontrainte, le raccourcissement de l'axe de la pièce est plus important et provoque des déplacements plus grands aux appuis. La valeur nette de la cambrure des éléments en béton léger précontraint tend à varier à l'intérieur d'une gamme un peu plus large. En raison de l'isolement thermique plus important qu'offre le béton léger, les différences de température ont tendance à être un peu plus fortes. En outre, comme elles ont une plus grande capacité d'absorption, les pièces en béton léger sont davantage susceptibles de gauchir et de subir d'autres distorsions du fait de variations de l'humidité différentielle.

5.2. *Les poteaux* peuvent aussi être dimensionnés sur la même base, qu'il s'agisse de béton ordinaire ou de béton léger, à condition que le flambement ne soit pas un élément déterminant du calcul. Bien que la répartition des con-

traintes dues aux charges axiales entre le béton et l'acier soit quelque peu différente, en raison du fluage et du retrait qui sont un peu plus importants, la résistance ultime est la même puisqu'elle est indépendante du module d'élasticité. Dans le cas des poteaux de grande longueur, il faut toutefois tenir compte de la moindre rigidité des sections. On ne dispose pas d'une information suffisante sur le comportement des poteaux de grande longueur ayant un coefficient d'élancement supérieur à quinze et exécutés en béton léger. En l'état actuel, il semblerait logique d'appliquer un coefficient de 0,8 aux constantes figurant dans les formules de réduction des charges pour employer le béton léger.

Les poteaux représentent une partie relativement peu importante du volume total de béton mis en œuvre dans les immeubles à étages multiples, et l'on a d'autre part tendance actuellement à espacer davantage les poteaux tout en leur donnant des dimensions plus faibles, c'est pourquoi il est devenu courant en Amérique d'utiliser du béton à très haute résistance pour les poteaux et du béton moins résistant pour les planchers. L'emploi conjoint de béton de densité ordinaire dans les poteaux et de béton léger dans les planchers représente une solution à la fois économique et pratique qui permet plus facilement d'éviter l'emploi accidentel pour les poteaux du type de béton qui ne convient pas.

6. Méthodes de construction

Les bétons légers de haute qualité pour ouvrages d'art, dont la mise en œuvre et le finissage ne présentent aucun problème particulier, sont faciles à obtenir si l'on observe les principes fondamentaux de la préparation du béton et des contrôles à effectuer et si l'on tient compte des propriétés individuelles des agrégats. Faute de prendre ces caractéristiques propres en considération, des problèmes peuvent se poser sur le chantier. La plupart des difficultés pouvant survenir, ainsi d'ailleurs que les avantages légitimement escomptés, sont liés à l'absorption élevée et au faible poids unitaire qui caractérisent les agrégats expansés.

Du fait de la variabilité de l'absorption, on ne peut appliquer directement les méthodes classiques de préparation du béton et de contrôle. Mais on a mis au point des procédés de remplacement qui donnent satisfaction, et il convient de les employer. L'entraînement d'air est presque toujours chose souhaitable, non seulement pour accroître la durabilité mais aussi pour améliorer la maniabilité du mélange. Le maintien d'une granulométrie uniforme et constante est un peu plus délicat en raison du caractère de variabilité qui affecte le poids unitaire selon les dimensions des agrégats. Du fait de la légèreté des agrégats, un béton léger de maniabilité donnée ne s'affaisse pas autant que le fait le béton constitué de sable et de gravier. Cette hauteur d'affaissement réduite représente un avantage quand le béton est mis en œuvre sur des pentes assez fortes, comme le cas se présente, par exemple, avec les couvertures en voile mince.

En ce qui concerne la mise en place et le finissage, le béton léger offre certains avantages, mais présente aussi quelques inconvénients, par rapport au béton ordinaire. Le principal avantage tient, bien entendu, au moindre poids des matériaux que l'on a à manipuler. Coffrages et étais peuvent par conséquent être calculés en prévision de charges beaucoup moins fortes. Comme le béton à manipuler pèse moins lourd, les opérations consomment moins d'énergie, la manutention est réduite et l'usure des équipements est moindre. Les principaux inconvénients qui s'attachent à la légèreté des agrégats sont une tendance à la ségrégation, notamment lorsque le béton est trop travaillé ou que le mélange n'est pas convenablement préparé. Alors qu'un entraînement d'air modéré est utile pour accroître la plasticité du mélange, un excès peut provoquer des soufflures et des piquûres à la surface et rendre difficile le finissage. Il faut éviter les vibrations excessives pour prévenir la ségrégation qui, dans le béton léger, est encore beaucoup plus néfaste du fait que les agrégats grossiers plus légers tendent à flotter à la partie supérieure tandis que la pâte plus lourde et les éléments fins tombent au fond.

7. Applications

C'est dans la construction des bâtiments et les applications similaires, où la réduction du poids mort justifie le coût élevé du matériau, que le béton léger pour ouvrages d'art a trouvé sa plus large utilisation. D'une manière générale, c'est à l'une des deux catégories suivantes que ressort l'utilisation du béton léger.

La première comprend les ouvrages dans lesquels le poids mort représente une part importante des charges totales et pour lesquels on peut prescrire l'emploi de béton léger sans se préoccuper du prix du matériau. A titre d'exemples, citons l'emploi du béton léger dans les bateaux ainsi que pour reconstruire ou modifier des parties d'ouvrages et/ou des ouvrages en utilisant des fondations qui existent déjà dans l'hypothèse d'une charge totale limitée.

La seconde catégorie comprend les applications à propos desquelles ce sont des considérations d'ordre économique qui emportent la décision d'employer du béton à agrégats expansés. Parmi les facteurs à prendre en considération pour choisir le béton léger, citons: a) la réduction du poids mort, qui permet de prévoir des sections moins hautes ainsi que des poteaux et des semelles plus faiblement dimensionnés, b) la réduction des charges sismiques, c) les économies au stade de l'exécution permises par l'emploi de coffrages plus légers, la réduction des coûts de manutention du béton ainsi que, pour les éléments préfabriqués, une manutention et un montage plus faciles et des frais de transport réduits, d) la réduction du module d'élasticité et ses effets tant avantageux que défavorables sur la souplesse, y compris les pertes de précontrainte accrues dans les pièces tendues, e) les propriétés thermiques, dont une qualité d'isolement supérieure et une meilleure résistance aux effets du feu.

Le béton léger pour ouvrages d'art a été utilisé avec succès pour réaliser des planchers et des toitures, aussi bien coulés sur place que préfabriqués, des panneaux de mur préfabriqués, des poutres de ponts, des tabliers de pont et des couvertures en voile mince. Ce matériau s'est révélé particulièrement utile dans certaines applications maritimes, parmi lesquelles diverses constructions telles que bateaux de docks flottants, car en effet le poids immergé ne représente que la moitié environ de celui qu'exige le béton ordinaire.

Les innovations récentes en matière de calcul et les progrès actuellement réalisés dans le domaine des matériaux doivent encore étendre la gamme des applications économiquement possibles. Les platelages et planchers en béton léger et comportant également soit des longerons métalliques soit des poutres préfabriquées et/ou précontraintes se sont révélés extrêmement économiques. Les dalles contenant des vides et les pièces composites faites d'éléments préfabriqués et remplies avec du béton cellulaire peuvent être utilement employées pour améliorer tant la rigidité que la qualité isolante des éléments de charpente. Parmi les autres innovations actuellement à l'étude et de nature à modifier radicalement les utilisations du béton léger, nous citerons l'emploi de ciments expansifs destinés à compenser le retrait accru et celui de fils minces ou d'autres renforcements en fibres pour améliorer le comportement du béton à la traction. Ces changements entraîneraient une élévation des coûts, mais cette augmentation, rapportée au coût du béton léger pour ouvrages d'art, serait de beaucoup plus faible que s'il s'agissait de béton ordinaire et, partant, plus facilement justifiée.

Dans le cadre de ce rapport succinct, il n'a été possible que de donner une vue très générale de l'ensemble des propriétés du béton à agrégats expansés et d'aborder très brièvement les applications actuelles de ce matériau. En étudiant de façon plus détaillée des problèmes tels que le contrôle de la qualité tant en matière de production d'agrégats expansés que de béton léger, les méthodes de calcul et d'exécution qui permettent de tirer le meilleur parti des caractéristiques de ce matériau, et les innovations et développements nouveaux de nature à améliorer le matériau et à faire progresser le calcul des ouvrages, les participants au Congrès sont appelés à fournir une documentation étendue qui définira la situation du béton léger. Ces contributions feront beaucoup pour mettre en évidence, de façon précise, les propriétés particulières et les potentialités de ce matériau de construction de qualité.

Vb

Leichtbeton als tragender Baustoff (Technologie des Leichtbetons, Berechnung von Tragwerken)

ADRIAN PAUW

Professor of Civil Engineering, University of Missouri, Columbia, Mo.

1. Einleitung

Das vermehrte Streben nach wirksamerer Anwendung von Materialien in Konstruktionen, verbunden mit dem zunehmenden Mangel an natürlichen Zuschlagstoffen von guter Beschaffenheit in vielen Teilen der Welt, führte zu vermehrter Verwendung von fabrikmäßig hergestellten Leichtzuschlagstoffen im Beton. Weil Beton mit Konstruktionseigenschaften mit vielen dieser Zuschlagstoffen ohne weiteres hergestellt werden kann, werden große Mengen in Betonbauten verwendet; nicht nur in den Vereinigten Staaten von Amerika, sondern auch in anderen Teilen der Welt. Allein in den USA und in Kanada erreicht die laufende Jahreserzeugung von hergestellten Leichtzuschlagstoffen jeder Art bald 10 Millionen Kubikmeter. Fast 40% der Gesamtherstellung werden für Konstruktionsleichtbeton angewendet, der Rest vorwiegend für Betonblockherstellung und Isolierbeton gebraucht. Die Zuwachsrate in der Verwendung von Leichtzuschlagstoffen für Konstruktionsbeton ist besonders bemerkenswert. Für Zuschlagstoffe der Drehofenart, die ungefähr 70% der Gesamtherstellung aller Arten darstellt, hat die Verwendung für Konstruktionsbeton von weniger als 30 000 m³ im Jahre 1952 auf einen gegenwärtigen Verbrauch von über 3 000 000 m³ zugenommen. Konstruktionsleichtbeton hat viele verschiedene Anwendungen, einschließlich mehrgeschossiger Gebäude, wie Wohnhäuser, Bürogebäude, Garagen, Hotels und ähnliche; unzählige Arten von Schalen, einschließlich Falwerke; Platten für Brücken und Übergänge; und überhaupt in allen Arten von Konstruktionen, bei denen eine Gewichtsverminderung eine Gesamtwirtschaftlichkeit bringt. Einige wenige der bedeutenden Projekte, die

mit Leichtbeton hergestellt wurden, umfassen die überwältigende Empfangshalle der TWA im JFK-Flughafen, der 60stöckige Wohnturm in Marina-City in Chicago und das Statler Hilton Hotel in Dallas. Damit ist gezeigt, daß Konstruktionsbeton mit Leichtzuschlagstoffen als wichtiger Teil der Konstruktionsbetonindustrie sich schnell entwickelt hat.

Da die mechanischen Eigenschaften des Konstruktionsleichtbetons – mit Ausnahme des Raumgewichtes – denjenigen von normalem Beton sehr ähnlich sind, kann der Entwurf sowohl von armiertem als auch von vorgespanntem Leichtbeton auf denselben Voraussetzungen gründen, wie diejenigen, die für normalen Beton verwendet werden. Konstruktionsbetons mit Leichtzuschlagstoffen besitzen aber einmalige Eigenschaften, die in bedeutenden Gesichtspunkten von denjenigen des normalen Betons abweichen. Sollen diese Eigenschaften richtig genutzt werden, so sind ihre Auswirkungen auf das Konstruktionsverhalten sorgfältig abzuklären.

Obwohl sich die Verwendung von Beton mit leichten Zuschlagstoffen rasch ausbreitet und eine vermehrte Verwendung in der Zukunft unbestritten ist, ist der Leichtbeton vielen Ingenieuren, Architekten und Bauunternehmern immer noch zu wenig bekannt. Dies ist teils das Ergebnis einer großen Verschiedenheit unter den natürlichen und hergestellten Leichtzuschlagstoffen, die für die Betonherstellung erhältlich sind und die im Raumgewicht und anderen physikalischen Eigenschaften stark variieren. Figur 1 zeigt eine Klassifizierung des Leichtbetons, der vom Isolierbeton mit dem kleinen Raumgewicht von 240 kg/m^3 bis zu dem dichteren Konstruktionsbeton mit einem Raumgewicht von 2000 kg/m^3 reicht. Die Erörterungen in dieser Abhandlung beschränken sich auf Leichtbetons für tragende Konstruktionen, der wie folgt definiert ist:

Beton, enthaltend geblähte oder poröse Zuschlagstoffe, mit einem Raumgewicht von 1350 bis 2000 kg/m^3 und einer Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen von 175 bis 500 kg/cm^2 .

Zum Vergleich ist der normale Beton wie folgt definiert:

Beton, der Zuschlagstoffe aus natürlich gebrochenem Stein oder Sand und Kies enthält und ein Raumgewicht von 2400 kg/m^3 sowie eine Zylinderdruckfestigkeit nach 28 Tagen von 175 bis 500 kg/cm^2 hat.

2. Leichte Zuschlagstoffe für Konstruktionsbeton

Die Herstellung von Leichtbeton mit tragenden Eigenschaften gründet auf der Verfügbarkeit von hochwertigen Leichtzuschlagstoffen. Figur 1 zeigt, daß verschiedene Arten von Zuschlagstoffen am oberen Ende der Leiter für Konstruktionsbeton verfügbar sind. Immerhin können nicht alle diese Stoffe benutzt werden, um hochfesten Beton herzustellen, ohne die Hinzufügung von natürlichen Stoffen und/oder eines übermäßigen Zementfaktors. Die natürlichen Zuschlagstoffe in dieser Reihe, Bims, Lavaschlacke und Tuff, sind Leicht-

stoffe, die im allgemeinen in Vulkanablagerungen gefunden werden. Verbunden mit Natursand können einige dieser Stoffe verwendet werden, um ziemlich guten Beton herzustellen, aber hohe Festigkeiten sind schwierig zu erhalten und erfordern im allgemeinen einen übermäßigen Zementgehalt.

Die Rohstoffe, die in der gewerblichen Herstellung von Leichtzuschlagstoffen verwendet werden, sind entweder Stoffe, die in einem natürlichen Zustand gefunden werden, wie bestimmte Arten von Lehm, Schieferton und Schiefer, oder Nebenerzeugnisse anderer gewerblicher Betriebe, wie Schlacke von Hochöfen oder Flugasche vom Verbrennen von Koks oder Kohle in den Kraftwerken. Hochofenschlacken, obwohl sie für Betonsteine viel verwendet werden, eignen sich wenig und unterschiedlich für die Betonherstellung.

Gegenwärtig gibt es mindestens hundert Werke in den USA allein, die Leichtzuschlagstoffe herstellen. Von diesen verwenden ungefähr sechzig Werke das Drehofenverfahren. In diesem Verfahren wird Rohlehm, Schieferton oder Schiefer in Drehöfen unter überwachten Bedingungen erhitzt und gebläht. Die anderen vierzig Werke verteilen sich ungefähr gleich auf Sinterwerke und Werke für geblähte Hochofenschlacke. Im Sinterverfahren wird Rohlehm, Schieferton, Schiefer oder Flugasche mit zerstäubtem Brennstoff auf einem beweglichen Rost gemischt, gebrannt und gebläht unter überwachten Bedingungen. Geblähte Schlacke wird hergestellt, indem geschmolzene Hochofenschlacke Wasser-, Dampf- und/oder Luftstrahlen unter überwachten Bedingungen ausgesetzt wird.

In diesen Verfahren wird die Blähung dadurch erzeugt, indem Zellen im Zuschlagstoff gebildet werden, entweder durch 1. Bildung von Gasen wie SO_2 oder CO_2 , welche die flüssigen Mineralbestandteile aufblähen, 2. Abbrennen von Brennmaterial oder 3. Bildung von Dampf, der in den Mineralien enthalten ist.

Das Erzeugnis ist ein leichter Zellenzuschlagstoff mit Zellen, die von mikroskopisch klein bis zu mehreren Millimetern in ihrer längsten Ausdehnung reichen können, abhängig vom angewandten Herstellungsverfahren und dem verwendeten Rohmaterial. Für einen idealen Zuschlagstoff wäre die sich ergebende Zellenstruktur ein Honigwabengefüge, bestehend aus leeren Räumen, bescheiden in Größe und vollständig getrennt durch starke Zellenwände.

Der Ausstoß der meisten Werke ist ein Klinker, der abgekühlt, gebrochen und sortiert werden muß, um einen abgestuften Zuschlagstoff herzustellen. Diese Zuschlagstoffe sind im allgemeinen scharfkantig, eckig und haben eine genarbte oder porige Oberflächenbeschaffenheit. Durch Vorsortierung oder Granulierung der Rohstoffe und durch Überwachen des Brennens, um Zusammenballungen zu verhindern oder diese auf einen Geringstwert zu beschränken, kann ein runder Zuschlagstoff sowohl im Drehofen wie auch im Sinterverfahren hergestellt werden.

Es ist offensichtlich, daß mehrere verschiedene Verfahren und Stoffe, die verfügbar sind, viele verschiedene Arten von Zuschlagstoffen mit stark vari-

ierenden Eigenschaften ergeben. Es muß immerhin anerkannt werden, daß alle diese Verfahren und Stoffe erfolgreich angewandt wurden.

3. Eigenschaften der Leichtzuschlagstoffe

Währenddem die Eigenschaften der Leichtzuschlagstoffe, als Art klassifiziert, beträchtlich ändern können, ist die physikalische Eigenschaft eines Leichtzuschlagstoffes von einer einzelnen Herkunft im allgemeinen gleich. Immerhin besitzen die Leichtzuschlagstoffe einmalige Eigenschaften, die sie von normalgewichtigen Zuschlagstoffen unterscheiden. Diese einmaligen Eigenschaften zu verstehen ist erforderlich, um die volle Leistungsfähigkeit dieses Stoffes zu nutzen.

3.1. Das *Raumgewicht* dieser Zuschlagstoffe ist beträchtlich niedriger. Leichtbeton ergibt eine 30prozentige Gewichtsverminderung und macht ihn auch in Fällen anwendbar, wo der Gebrauch von normalem Beton nicht in Frage kommt. Die feineren Körnungen haben allgemein ein etwas größeres Raumgewicht, weil sie gerne Körner von Stoffen einschließen, die am wenigsten gebläht sind. Dieser Unterschied in Dichte der Zuschlagstoffkörner erklärt eine gewisse Neigung zur Entmischung bei der Lagerung. Gleichmäßige Zuschlagstoffkörnung ist für Leichtgewicht-Zuschlagstoffe weniger geeignet; Änderungen in der Körnung können Schwankungen des Raumgewichts und anderer Eigenschaften des Betons verursachen.

3.2. Das *Maximalkorn* von Leichtzuschlagstoffen ist allgemein kleiner als dasjenige der meisten normalen Zuschlagstoffe. Für geblähte Schlacke und Blähschiefer ist die Höchstgröße allgemein 1–2 cm, obwohl einige der Drehofen-Blähschiefer in Größen bis zu 2,5 cm erhältlich sind. Meistens sind die Erfordernisse für normalen Beton, verglichen mit denjenigen für Leichtbeton, bezüglich beispielsweise optimalen Luftgehalts die gleichen, wenn die höchste Zuschlagstoffgröße betrachtet wird.

3.3. Die *Form* der Teile der Leichtzuschlagstoffe, wie vorgängig festgehalten, kann ganz verschieden sein, reichend von den rauen und unregelmäßigen, gebrochenen Zuschlagstoffen mit genarbten und rauen Oberflächen bis zu den gerundeten und feinen Kügelchen, die durch Granulierung der Rohstoffe und Überwachen des Brennvorganges hergestellt wurden.

3.4. Das *spezifische Gewicht* der Zuschlagskörner ist sehr niedrig, verglichen mit den üblichen Betonzuschlagstoffen. Da die aufgeblähten Körner ganz unterschiedlich Hohlräume oder eingeschlossene Luftblasen enthalten, ist es schwierig, das spezifische Gewicht zu bestimmen. Dies gilt speziell für die feinen Anteile wegen unterschiedlicher Wasseraufnahmefähigkeit. Das spezifische Gewicht, wie auch das Raumgewicht, ändert mit dem Durchmesser der Körner. Größere Körner haben niedrigere Werte, kleinere Körner sind schwerer.

3.5. Die *Festigkeit* der Zuschlagsteile ändert je nach Herkommen. Die Skala

geht hier von schwach und zerbrechlich bis zäh und hart. Die Festigkeit der Körner muß nicht unbedingt ihre Verwendung im Leichtbetonbau bestimmen. Sie geht jedoch ziemlich parallel mit der Druckfestigkeit des damit hergestellten Materials, sofern mit gleichem Zementgehalt und gleicher Konsistenz gearbeitet wird. Dies gilt besonders bei höheren Festigkeiten.

3.6. *Beschaffenheit und Eignung des Zuschlagmaterials*, wie sie durch die Standard-Frost- und -Tauprüfung festgelegt werden, sind normalerweise entsprechend den Werten, die mit üblichem Beton guter Qualität erreicht werden. Einschlüsse fremder Materialien, wie gebrannte Tone oder eisenhaltige Stoffe, welche verschlechternd wirken und Verfärbungen hervorrufen, sollten in zulässigen Grenzen gehalten werden.

3.7. Die *Wasseraufnahmefähigkeit* der Leichtzuschlagstoffe ist hoch, verglichen mit den 1–2 Gewichtsprozent Wasser pro Trockengewicht, welche normale Zuschläge aufnehmen. Letztere enthalten meistens genügend innere Feuchtigkeit im Moment des Mischens, so daß sie dann kein oder wenig mehr zusätzliches Wasser aufnehmen. Daher kann bei normalem Beton mit der Wassermenge für den Mischprozeß sehr einfach die Wasseraufnahmefähigkeit der Zuschläge berücksichtigt werden. Im Gegensatz dazu nehmen die meisten Leichtzuschläge 5–20 Gewichtsprozent Wasser auf. Die gesamte Wasseraufnahme erfolgt zudem normalerweise nicht während des Mischens und vor dem Einbringen. Soll in der Zeit zwischen Anmachen und Einbringen das Gemisch nicht zu steif werden, muß zusätzliches Wasser beim Mischen beigegeben werden. Die Wasseraufnahmefähigkeit ist daher ein wichtiger Faktor, der berücksichtigt werden muß, soll die Verarbeitbarkeit der einzelnen Mischerchargen ungefähr konstant bleiben.

Es ist wichtig zu wissen, daß das durch die Körner aufgenommene Wasser für den Hydrationsprozeß des Zementes nicht zur Verfügung steht und daher keinen Einfluß auf den Wasserzementfaktor hat. Bei vergleichbaren Festigkeiten ist der effektiv vorhandene Wasserzementfaktor für Leichtbeton derselbe wie für normalen Beton.

Die hohe Wasseraufnahmefähigkeit hat jedoch auch Vorteile. Das aufgesaugte Wasser ist ein inneres Reservoir von Feuchthaltewasser, das für die fortgesetzte Hydratation des Zementes zur Verfügung steht, und zwar sogar dann, wenn die normalen Feuchthaltevorkehrungen aufgehört haben. Deshalb wird der Leichtbeton in den ersten Monaten nach seiner Herstellung und nach äußerer Nachbehandlung relativ große Zunahmen an Festigkeit zeigen.

4. Physikalische Eigenschaften von Leichtbeton

Die Zusammenstellung der nachfolgend angegebenen Eigenschaften beschränkt sich auf die in Figur 1 klassifizierten und als für tragend, armiert und vorgespannt geeignet bezeichneten Zuschlagstoffe. Unter dieser Einschränkung

fallen die Eigenschaften von beinahe allen Leichtbeton-Zuschlagstoffen, welche in den USA, in Kanada oder Australien hergestellt werden, in ein breites Band, das jedoch kaum größer ist, als dasjenige von Zuschlagstoffen für normalen Beton.

Die Eigenschaften von Leichtbeton sind etwas abhängiger vom Wassergehalt des Betons. Im weitem scheinen die meisten Eigenschaften eine direkte Funktion des Eigengewichtes zu sein, zum Beispiel haben leichtere Betonarten niedrigeren Elastizitätsmodul und niedrigere Wärmeleitfähigkeit als schwerere Leichtbetons vergleichbarer Festigkeit. Auf der andern Seite besteht keine klare Abgrenzung der physikalischen Eigenschaften auf Grund der Zuschlagstoffsorten, weder als Funktion der Ursprungsmaterialien noch als Funktion des Fabrikationsprozesses.

Die Figuren 2 bis 8 zeigen den Bereich einiger wichtiger physikalischer Eigenschaften, die nachstehend beschrieben sind. Die Eigenschaften von Beton aus Elgin-Sand und -Kies vergleichbarer Festigkeit und Konsistenz sind durch gestrichelte Linien zu Vergleichszwecken dargestellt.

4.1. Das *Raumgewicht* von Leichtbeton variiert von 1300 bis 2000 kg/m³ oder ungefähr 60–80% von normalem Beton gleicher Festigkeit. Diese Eigenschaft ist selbstverständlich der hauptsächlichste Grund für seine Anwendung, und sie kann diese wirtschaftlich machen trotz der höheren Kosten der Leichtbeton-Zuschlagstoffe (Figur 2).

4.2. Druckfestigkeiten bis zum praktisch höchsten Wert von 400 kg/cm² werden erhalten mit etwas größerem Zementgehalt als für gewöhnlichen Beton entsprechender Granulometrie und Festigkeit. Druckfestigkeiten über 600 kg pro cm² wurden gemeldet bei Verwendung von ausgesuchten Zuschlagstoffen und eher hohen Zementgehalten. Auf der andern Seite liegt die größte Druckfestigkeit für einzelne Zuschlagstoffsorten bei 350 kg/cm², was wahrscheinlich auf die kleinere Festigkeit der einzelnen Zuschlagkörner zurückzuführen ist. Bei den meisten Leichtbetonaggregaten und bei gleichem Zementgehalt und gleicher Konsistenz können die feineren Anteile in Natursand beigegeben werden, was die Druckfestigkeit erhöht. Diese Erhöhung ist meistens jedoch nicht immer gleichzeitig auch eine Erhöhung des Raumgewichtes (Figur 3).

Wie bei normalem Beton beschleunigt eine Dampfhärtung die Festigkeitszunahme. Wegen der besseren isolierenden Eigenschaften von Leichtbeton ist die Festigkeitszunahme meist sogar noch mehr beschleunigt als bei normalem Beton unter gleichen Dampfhärtungsbedingungen.

4.3. *Schubfestigkeit (Haupt-Zugspannungen), Spalt-Zug-Festigkeit und Bruchmodul* sind alle in enger Abhängigkeit von der Zugspannung. Die Spalt-Zug-Festigkeit kann deshalb als guter Richtwert für die anderen Eigenschaften gelten. Für sorgfältig feucht nachbehandelten Leichtbeton fallen die Spalt-Zug-Spannungen in ein enges Band, das nicht weit entfernt liegt vom Band für normalen Beton. Die entsprechenden Spalt-Zug-Festigkeitswerte jedoch von Leichtbeton, der ausgetrocknet wurde, ist beträchtlich unter den Werten für solchen,

der sorgfältig feucht nachbehandelt wurde. Dieses Abfallen scheint herzurühren von unterschiedlichen Schwindspannungen, die sich zufolge unterschiedlicher Feuchtigkeitsgehalten im Innern und an der Oberfläche einstellen. Dieses unterschiedliche Schwinden verursacht Zugspannungen in der äußeren Schale und Druckspannungen in den inneren Schichten, während die Spalt-Zug-Festigkeit abfällt. Der Ersatz der feineren Teile durch Natursand erhöht die Spalt-Zug-Spannungen von getrocknetem Leichtbeton, wobei in vielen Fällen nur ein teilweiser Ersatz bis zu nur ein Drittel fast die gleiche Wirkung wie der volle Ersatz zeigt (Figur 4).

4.4. *Haftfestigkeiten*, wie sie bestimmt werden durch das Herausziehen von Armierungsstahleisen mit gerippter Oberfläche, zeigen Werte von etwa 70% derjenigen normalen Betons vergleichbarer Festigkeit. Auszieh-Haftfestigkeiten variieren bei normalem oder Leichtbeton über ein breites Gebiet. Der Bruch kann zustandekommen entweder durch Aufspaltung der Probe durch Keileffekt oder durch Zerstörung des Betons unter den Deformationen des Stahles. Natursandersatz scheint hier günstig zu wirken für einige Aggregatsorten. Weitere Untersuchungen sind nötig, um die Auswirkungen der Aggregate auf die Haftfestigkeit abzuklären und zu ermitteln, wie aus den Ausziehversuchen auf die Haftfestigkeit geschlossen werden darf (Figur 5).

4.5. Der *Elastizitätsmodul* variiert normalerweise von 110 000 bis 210 000 kg/cm², was etwa $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$ der Werte von normalem Beton entspricht. Der Elastizitätsmodul für beide Sorten, normaler und Leichtbeton, kann angenähert berechnet werden durch die empirisch gefundene Formel folgender Form:

$$E = a \sqrt{f'_c \cdot w^3}.$$

Der Wert a ist abhängig vom Zuschlagstoff und variiert zwischen 0,12 und 0,16.

E = Elastizitätsmodul, kg/cm²

f'_c = Druckfestigkeit, kg/cm²

w = Raumgewicht, kg/m³.

Die wenigen vorhandenen Versuchsergebnisse zeigen, daß es für praktische Bedürfnisse genügt, den E -Modul für Zug und Druck gleich hoch anzunehmen (Figur 6).

4.6. Die *Poissonsche Querdehnungszahl* ist ungefähr die selbe für normalen wie für Leichtbeton. Normalerweise wird mit 0,20 gerechnet.

4.7. *Kriechen und Schwinden* sind eng verwandte Vorgänge, die über ein weites Gebiet veränderlich sind im normalen wie im Leichtbeton. Durchschnittlich sind jedoch Kriech- und Schwindwerte für Leichtbeton erheblich größer. Aus praktischen Gründen wird normalerweise das Superpositionsgesetz als gültig angenommen. Es wird daher das Kriechen, welches als Veränderung der Abmessungen unter ständigen Lasten definiert ist, gemessen, indem das Schwin-

den eines unbelasteten Vergleichskörpers von der Gesamtdeformation eines belasteten Versuchskörpers abgezogen wird.

Das Kriechen, auf diese Art bestimmt, scheint abzunehmen mit steigender Festigkeit, wobei die größten Kriecherscheinungen in den ersten Monaten nach der Lastaufbringung auftreten. Die vergrößerten Kriechwerte erklären sich teilweise aus der langsameren Festigkeitszunahme. Das Schwinden jedoch ist zur Hauptsache verknüpft mit der Härte der Zuschläge und kann zunehmen mit der Festigkeit (Figuren 7 und 8).

Die Verwendung von gewöhnlichem Sand verkleinert Kriechen und Schwinden, was wahrscheinlich auf die verminderte Wasserzugabe zurückzuführen ist. Dampfhärtung vermindert ebenfalls Kriechen und Schwinden in der Größenordnung von 20 bis 40%.

4.8. Die *größten Dehnungen* für die meisten Leichtbetonsorten sind etwas größer als der Wert 0,003, der vom American Concrete Institute zugelassen wird. Die Spannungs-Dehnungs-Kurve für Leichtbeton ist über eine größere Strecke der Druckfestigkeit linear, und daraus folgend, sind die Werte k_1 , k_3 sowie k_2 etwas kleiner als für normalen Beton. Zusätzliche Forschung ist notwendig, um abzuklären, wie weit die Koeffizienten für das Bruchlastverfahren vom normalen Beton auf den Leichtbeton übernommen werden könnten.

4.9. *Weitere physikalische Eigenschaften.* Leichtbeton ist überraschend dauerhaft. Die Frostbeständigkeit ist gleich oder sogar besser als bei normalem Beton, sei er mit oder ohne Luftporenbildner hergestellt. Luftporeneinschluß bewirkt nicht nur größere Frostbeständigkeit und größere Widerstandskraft gegen aggressive Salze, sondern erhöht auch die Verarbeitbarkeit des Gemisches. Leichtbeton ist in der Lage 12 bis 22 Volumenprozent Wasser aufzunehmen gegenüber etwa 12% bei normalem Beton. Irgendein Zusammenhang zwischen Wasseraufnahmefähigkeit und Beständigkeit auf lange Dauer ist ungewiß, wie ja schon die Tatsache zeigt, daß Lufteinschlüsse die Beständigkeit erhöhen, ohne die Wasseraufnahmefähigkeit merklich zu verändern.

Die Überdeckung der Armierungsstähe ist normalerweise gleich wie bei Stahlbeton. Es sind keine Fälle bekannt, wonach die Leichtzuschlagstoffe je nach Herkommen unterschiedlichen Korrosionsschutz der Stähle bieten. Die rauhe und harte Oberfläche der Zuschlagstoffe ergibt gute Abreibfestigkeit, was durch den guten Zustand der vielen Fahrbahntafeln aus Leichtbeton bewiesen wird. Wegen der geringeren Zugfestigkeiten jedoch kann das Material absplittern unter Schlagbeanspruchung. Eine dünne Epoxyharzbeschichtung hat sich als gut erwiesen beim Ausflicken und zum Schutz von Stellen, die extrem dem Abrieb und der Abnutzung ausgesetzt sind.

Der Wärmeausdehnungskoeffizient ist ungefähr 80% desjenigen von normalem Beton mit Zwischenwerten für diejenigen Fälle, wo Natursand die feineren Teile des Leichtzuschlagstoffes teilweise oder ganz ersetzt. Thermische Leitfähigkeit ist eine Funktion des Trockenraumgewichtes des Leichtbetons und liegt innerhalb eines Fünftels bis eines Drittels der Werte von normalem

Beton. Das ist der Grund, warum Leichtbeton einen 20–50% größeren Feuerwiderstand sowie vergrößerte thermische Isolation bietet.

5. Gedanken für den Entwurf

Leichtbetonbauwerke haben an Bauteil- und Bauwerksuntersuchungen gezeigt, daß sie sich in sehr ähnlicher Weise wie Bauwerke aus normalem Beton verhalten. Hinsichtlich der meisten Betoneigenschaften ist der Unterschied nur quantitativ. Die Entwurfsgrundregeln bleiben dieselben, und nur wenige Anpassungen sind nötig, um die geänderten Materialeigenschaften zu berücksichtigen. Es wurden viele vorbildliche Bauten mit Verwendung von Leichtbeton entworfen mit der einzigen Unterscheidung, daß in der statischen Berechnung das Eigengewicht reduziert wurde.

Für viele Eigenschaften von Leichtbeton sind die Unterschiede zu klein, als daß sich Entwurfsänderungen aufdrängen würden. So ist zum Beispiel, obschon der Wärmeausdehnungskoeffizient etwas niedriger ist und das Schwindmaß etwas größer, keine Änderung der Schwind- und Temperaturarmierungen erforderlich. Es verhält sich ähnlich mit der Überdeckung der Armierungsstähe, da die Wasserdurchlässigkeit, die Rißbreiten und Rißabstände von Leichtbeton sich nur wenig unterscheiden von den entsprechenden Größen im normalen Beton. Was andere Eigenschaften betrifft, so zum Beispiel Kriechen und Schwinden, so sind hier die Streuungen so groß für normalen wie auch für Leichtbeton, daß nur Durchschnittswerte Verwendung finden als Richtschnur für die jeweilige Beurteilung des Ingenieurs. Sobald solche Materialeigenschaften wichtig werden für das zukünftige Verhalten der Bauwerke, soll sich der Entwurf auf Versuchsergebnisse oder Erfahrungen stützen, die mit dem gleichen Material gemacht worden sind.

Ausgenommen das Gewicht, sind die beiden nachfolgenden Eigenschaften genügend verschieden vom normalen Beton, daß Änderungen beim Entwurf nötig werden: Zugfestigkeit und Elastizitätsmodul.

5.1. *Bauteile unter vorwiegender Biegebeanspruchung* können entworfen werden unter den gleichen Voraussetzungen wie Balken und Platten unter den gleichen Gesamtlasten. Dieses Vorgehen rechtfertigt sich, da die Anforderungen aus dem Traglastverfahren ohne Änderung auch für Leichtbetons gelten. Die vorhandenen kleineren Zugfestigkeiten jedoch sollten berücksichtigt werden a) bei Schub- und Hauptzugbeanspruchungen; b) wenn die Rißlast vorgespannter Elemente gesucht ist und c) bei der Berechnung der Durchbiegungen, wenn derjenige Zustand bestimmt wird, wo der homogene in den gerissenen Querschnitt übergeht.

Auch die Haftspannungen müssen reduziert eingesetzt werden, obschon diese kaum je einen entscheidenden Einfluß auf den Entwurf haben, sofern Stahl verwendet wird mit einer Oberfläche, die große Haftfestigkeit garantiert.

Sofern Durchbiegungsprobleme wichtig sind, können Vergrößerungen der Querschnittshöhe um 20% nötig werden, um den Einfluß des kleineren Elastizitätsmoduls sowie des erhöhten Schwindens und Kriechens zu berücksichtigen. Es sei darauf hingewiesen, daß die Abnahme der Biegesteifigkeit eines Baugliedes nicht direkt proportional der Abnahme des Elastizitätsmoduls ist, da das Verhältnis n (E -Modul Stahl zu E -Modul Leichtbeton) zunimmt. Diese Zunahme von n ist auch vorteilhaft im Gebrauchszustand für die Verteilung der Spannungen in der Druckzone. So wird für gleiche Querschnitte mit gleichen Stahlprozentsätzen die neutrale Achse beim Balken in Leichtbeton tiefer liegen als beim Balken in normalem Beton. Daraus folgt, daß die Betonspannungen im Gebrauchszustand etwas tiefer liegen beim auf Biegung beanspruchten Leichtbeton als bei entsprechenden Bauelementen aus normalem Beton. Diese Faktoren, kombiniert mit reduziertem Gewicht, ermöglichen eine Kompensation für die verkleinerte Steifigkeit, herrührend vom kleineren E -Modul. Ebenfalls kann das durch Schwinden hervorgerufene Moment verglichen werden. Die erhöhte Schwindtendenz des Leichtbetons wird kompensiert durch die tieferliegende neutrale Achse.

Der kleinere E -Wert, welcher biegsamere Bauglieder ergibt, kann hin und wieder von Vorteil sein. Bei Schlag oder dynamischen Beanspruchungen und bei gewissen Arten von hochgradig statisch unbestimmten Konstruktionen, zum Beispiel Schalen mit festgehaltenen Rändern, verkleinert die reduzierte Steifigkeit örtliche Spannungskonzentrationen.

Es wurde nachgewiesen, daß Abmessungen und Form der Bauglieder größte Wichtigkeit haben hinsichtlich Kriechen und Schwinden und bis zu einem gewissen Grad auch für die Zugfestigkeit von Leichtbeton. Da diese Eigenschaften mit einem Feuchtigkeitsverlust zusammenhängen und Kriech- und Schwindmaß in jungem Alter größer sind, bevor der Beton seine geforderte Festigkeit erreicht, sind dünne Querschnitte und Konstruktionen mit großer Oberfläche, bezogen auf das Betonvolumen, viel kriech- und schwindempfindlicher und zeigen reduzierte Zugfestigkeit. Zurzeit werden die Formfaktoren in den amerikanischen Normen nicht berücksichtigt, obschon sie in einigen Normen europäischer Länder und in den CEB-Empfehlungen vorkommen.

Leichtbeton kann in vorgespannten Konstruktionen Verwendung finden, wobei jedoch der kleinere E -Modul und die verminderte Zugfestigkeit berücksichtigt werden müssen bei der Berechnung der Vorspannverluste und beim Entwurf der Verankerungen. Die Durchbiegungen aus Eigengewicht werden annähernd aufgehoben durch die entgegenwirkenden Vorspannkräfte. Die Verkürzung in der Achse hingegen wird größer sein und in größeren Bewegungen beim Auflager resultieren. Die Enddurchbiegung von vorgespannten Leichtbetonelementen wird in größeren Bereichen schwanken. Wegen der größeren Wärmeisolation des Leichtbetons werden die Temperaturunterschiede etwas größer. Auch werden Leichtbetonbauteile wegen der größeren Wasseraufnahmefähigkeit eher sich aufwölben oder ungleich verformen durch unterschiedliche Feuchtigkeitsaufnahme.

5.2. *Säulen* können auf der gleichen Basis entworfen werden, unabhängig, ob Leicht- oder normaler Beton verwendet wird, sofern das Knicken außer Frage steht. Während die Verteilung der Spannungen in Stahl und Beton etwas unterschiedlich ist wegen größeren Kriechens und Schwindens, so wird die Bruchlast ungefähr dieselbe bleiben, da sie unabhängig vom E -Modul ist. Für hohe Säulen hingegen muß die reduzierte Steifigkeit berücksichtigt werden. Es sind ungenügend Versuche vorhanden über das Verhalten von Säulen mit einem Schlankheitsgrad größer als 15 aus Leichtbeton. Es scheint zurzeit ratsam, den Faktor 0,8 einzuführen in den Lastreduktionsformeln, sofern Leichtbeton verwendet wird.

Da Säulen bei mehrstöckigen Gebäuden einen kleinen Anteil an Betonkubatur ausmachen und aus dem gegenwärtigen Bestreben nach größeren Säulenabständen und kleineren Säulenabmessungen heraus, ist es allgemein üblich in den USA, hochwertigen Beton in die Säulen und weniger druckfesten Beton in die Decken einzubauen. Die Verwendung von gewöhnlichem Beton in Säulen sowie Leichtbeton in den Decken ist wirtschaftlich und praktisch und hilft mit, zu verhindern, daß falscher Beton in die Säulen gerät.

6. Ausführung der Bauten

Hochwertiger Leichtbeton, der weder beim Einbringen noch beim Abziehen Schwierigkeiten bietet, kann auf einfache Weise dadurch erhalten werden, daß die Grundsätze für das Mischen von Beton und seine Kontrolle und die speziellen Eigenschaften der Leichtzuschlagstoffe beachtet werden. Probleme auf der Baustelle können auftreten, sofern diese speziellen Eigenschaften nicht berücksichtigt werden. Die meisten Schwierigkeiten – sowohl als auch die meisten Vorteile – stammen von der größeren Wasseraufnahmefähigkeit und dem kleineren Raumgewicht der Leichtzuschlagstoffe her.

Wegen der unterschiedlichen Wasseraufnahmefähigkeit können die üblichen Misch- und Kontrollmethoden nicht direkt übernommen werden. Befriedigende Ersatzmethoden sind jedoch entwickelt worden, die anzuwenden sind. Luft einschluß ist fast immer erwünscht, nicht nur um die Dauerhaftigkeit sondern auch um die Verarbeitbarkeit zu erhöhen. Das Einhalten einer gleichmäßigen Körnung und Kornabstufung ist etwas schwieriger wegen der Veränderlichkeit der Raumgewichte der verschiedenen Korngrößen. Wegen des leichteren Gewichtes der Zuschlagstoffe ist das Setzmaß bei vorgegebener Verarbeitbarkeit kleiner als bei normalem Beton. Dies ist von Vorteil, wenn der Leichtbeton in steiler Neigung eingebracht werden muß, zum Beispiel bei Schalendächern.

Hinsichtlich Einbringens und Fertigung hat der Leichtbeton einige Vorteile und auch einige Nachteile im Vergleich zu normalem Beton. Der Hauptvorteil ist die Gewichtsreduktion des Materials, das transportiert und verarbeitet werden muß. Schalungen und Rüstungen können deshalb für viel kleinere Drücke

entworfen werden. Das kleinere Gewicht des Leichtbetons verlangt weniger Energie beim Einbringen und verkleinert die Abnützung der Gerätschaften. Die hauptsächlichsten Nachteile, die aus dem leichteren Gewicht resultieren, sind Entmischungsgefahr, speziell wenn der Beton übervibriert wird oder die Mischung falsch zusammengestellt wurde. Obschon etwas Lufteinschlüsse wünschenswert sind, um die Plastizität der Mischung zu verbessern, so kann ein Überschuß an Luft Blasenlöcher und Pockennarbenstruktur auf der Oberfläche zurücklassen und das Abziehen des Betons erschweren. Übermäßiges Vibrieren soll vermieden werden, damit keine Entmischung eintritt, welche beim Leichtbeton noch viel unerwünschter ist, da die leichteren, größeren Körner Tendenz zum Schwimmen zeigen, während der schwerere Zementleim und die feineren Anteile zu Boden sinken.

7. Anwendungen

Leichtbeton ist zur Hauptsache an Gebäuden und ähnlichen Bauvorhaben angewendet worden, wo das reduzierte Eigengewicht die erhöhten Materialkosten rechtfertigte. Im allgemeinen unterscheiden wir zwei Kategorien.

In die erste Kategorie gehören Bauten, wo das Eigengewicht einen großen Anteil der Gesamtlast ausmacht und wo der Leichtbeton ohne Rücksicht auf seine Kosten eingesetzt werden kann. Beispiele dieser Art sind die Verwendung von Leichtbeton in Schiffsbauten und beim Wiederaufbau oder bei baulichen Veränderungen auf bestehenden Fundamenten und/oder Unterbauten, und wo das Gesamtgewicht begrenzt ist.

In die zweite Kategorie gehören die Anwendungen, wo der Entscheid über Leichtbeton auf Grund von Wirtschaftlichkeitsüberlegungen getroffen werden muß. Die Faktoren, welche bei der Wahl von Leichtbeton zu berücksichtigen sind, schließen ein: a) Reduktion des Eigengewichtes, was eventuell niedrigere Trägerquerschnitte, dünnere Säulen und kleinere Foundationen mit sich bringt; b) Reduktion der Erdbebenkräfte; c) Einsparungen im Bau aus leichter konstruierten Schalungen, reduziertem Aufwand beim Betoneinbringen und hinsichtlich vorfabrizierter Bauteile einfachere Transporte und Montagen; d) Reduzierter *E*-Modul und seine Vorteile und Nachteile auf die Biegesteifigkeit, inbegriffen vergrößerte Vorspannverluste; e) Thermische Eigenschaften, eingeschlossen die vergrößerte Isolation und der vergrößerte Feuerwiderstand.

Leichtbeton wurde vorteilhafterweise verwendet für Decken und Dächer, und zwar an Ort und vorfabriziert, vorgefertigte Wände, Brückenträger, Brückenplatten und Schalendächer. Das Material war speziell brauchbar für Anwendungen am oder im Wasser, wie zum Beispiel für schwimmende Konstruktionen, zum Beispiel Schiffe und Schwimmdocks, weil das Gewicht unter Wasser nur etwa die Hälfte vom normalen Beton ist.

Die neuesten Entwurfsgedanken und -entwicklungen mit neuen Materialien werden noch breitere Anwendungsgebiete erschließen. Leichtbetondecken in

Verbund mit Stahlträgern und/oder vorgefertigten und vorgespannten Balken haben sich als sehr wirtschaftlich erwiesen. Hohle tragende Platten und zusammengesetzte Querschnitte aus vorgefertigten Einheiten und Leichtfüllmaterial können verwendet werden, um die Steifigkeit und die Isolationswerte der Querschnitte zu erhöhen. Andere Entwicklungstendenzen, die zurzeit studiert werden und welche die Anwendung von Leichtbeton radikal ändern könnten, sind die Verwendung von Expansivzement, um das größere Schwinden zu kompensieren, und die Verwendung von Drahtstücken oder Faserarmierungen, um die Zugfestigkeit zu erhöhen. Obschon damit zusätzliche Kosten erwachsen, so sind diese bezüglich der Kosten des Leichtbetons erheblich kleiner als bezüglich der Kosten des normalen Betons und rechtfertigen sich daher eher.

In diesem Überblick war es nur möglich, auf die Eigenschaften von Leichtbetonzuschlagstoffen hinzuweisen und kurz die gegenwärtigen Anwendungen zu streifen. Die eingehendere Diskussion der Kongreßteilnehmer über Probleme, wie

Qualitätskontrolle für die Zuschlagstoffherstellung und den Leichtbetonbau, Entwurfsideen und Bauverfahren, welche die besonderen Eigenschaften dieses Materials am besten ausnützen, und

neue Entwicklungen oder Verbesserungen auf Material- und Entwurfsseite, sollten weitere Erkenntnisse in der Leichtbetonbauweise bringen.

Diese Beiträge sollten mithelfen, klares Licht zu werfen auf die einzigartigen Eigenschaften und Möglichkeiten dieses ausgezeichneten Baumaterials.

Vc

**Dynamic Behaviour of Reinforced and Prestressed Concrete Buildings
under Horizontal Forces and the Design of Joints
(Incl. Wind, Earthquake, Blast Effects)**

N. M. NEWMARK

Professor and Head

Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana

W. J. HALL

Professor

1. Introduction

This report covers two major aspects of behavior and design of reinforced and prestressed concrete buildings under dynamic loading such as wind, earthquake, and blast: (1) A summary of the present status of knowledge, and (2) a discussion of requirements for further advancement in knowledge. The term "building" as used herein encompasses a wide range of structures including conventional frame buildings, shear wall structures, curvilinear structures, reactor containment vessels, as well as other types of structures. Methods of design for dynamic loading have generally been based on empirical approaches or conventionalized static analogs, since rational techniques of analysis for dynamic loading for fixed structures have only recently become widely used. As is the case with statical design of structures, in dynamic design the greatest problems arise with the joints and connections between elements, which for reinforced concrete or prestressed concrete buildings means the details of placement and anchorage of reinforcement.

Before proceeding with a discussion of the strength and ductility requirements for dynamic loading, and with the choice of structural layout and framing, one must consider the design philosophy that is to be followed, the relationship among the choices of method of analysis, design parameters, the hazards for which the design is to be made, the frequency of possible occurrence of loadings or the probabilistic nature of the loadings expected, and the adequacy of approximations employed in relation to the allowable margins to provide for uncertainties or lack of knowledge.

Design Philosophy

A structure may span its entire useful life without once being subjected to a major or even to a moderate earthquake. The provision of resistance against earthquakes in the design of the structure may be considered to be a form of insurance. Reasonable amounts of insurance are necessary to guard against the incalculable costs of personal injury or loss of life, or to be commensurate with costs of physical repair and renovation if damage occurs. To be consistent with the latter requirement implies that the margin of safety in design against earthquakes should be sufficient to minimize the total of the additional design costs and the cost of repairs for earthquakes of normal maximum intensity during the life of the structure. However, under all circumstances the margin should be sufficient to avoid calamitous failure with attendant loss of life or major personal injury even if the extreme maximum intensity of earthquake that can be expected in the region should occur. This philosophy implies different margins of safety for different types of structures.

A similar philosophy governs design to resist wind loadings. The normal maximum expected intensity of wind loading may occur more often during the life of a structure than the normal maximum expected intensity of earthquake, and therefore may require a greater relative margin of safety. However, the provision for the extreme wind condition involves the same type of consideration as that just described for an extreme earthquake.

Other lateral loadings can be related to those of earthquake or wind. Earthquake loadings correspond primarily to ground motions imparted to the base of the structure, and wind loadings to forces transmitted to the aboveground portions of the structure. Blast loadings can involve both of these aspects, including the air overpressure forces which are similar to wind loadings, and the ground motions accompanying either buried or contact blasts, which produce ground motions as well. Impact loadings from aircraft and "sonic boom" loadings are of a somewhat different nature but can be related in general to the effects of the other types of loadings described.

All of these loadings have the characteristic that they are governed to at least some degree by probabilistic considerations, and the duration, the intensity, and even the time variation of the loadings are subject to the laws of chance. These characteristics of the normal types of lateral loading require

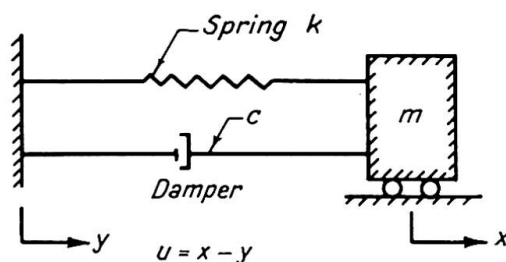


Fig. 1. Simple Linear Oscillator

additional study; it may be completely unrealistic to treat them as deterministic forces and motions.

2. Present Status of Knowledge

The Reponse Spectrum Concept

The simplest means of reviewing the over-all strength and ductility requirements of an earthquake resistant design involves the concept of the response spectrum. The response spectrum for earthquake ground motions is a plot against the frequency of vibration of the maximum response, attained either during or after the input motions, of a simple linear oscillator such as shown in Fig. 1, whose base is subjected to the earthquake motion history. A typical response spectrum, that corresponding to the most intense earthquake for which adequate records exist, namely the El Centro Earthquake of May 18, 1940, in the north-south horizontal component of motion, is shown in Fig. 2.

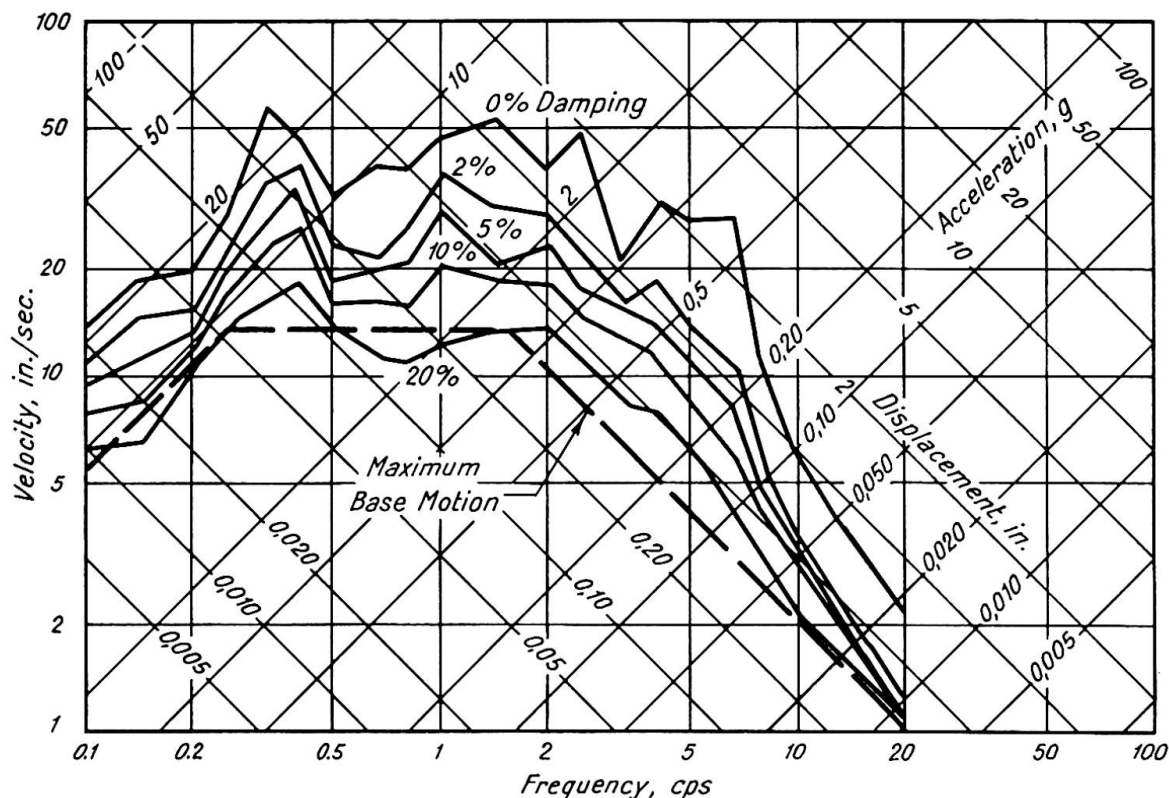


Fig. 2. Response Spectra for El Centro Earthquake of May 18, 1940, N-S Component

The choice of a logarithmic scale for frequency of the linear oscillator simplifies the response spectrum and permits the simultaneous plotting of three related quantities which define a number of aspects of the maximum response of the system; the scales are noted on the figure. The maximum displacement of the mass relative to the ground, D , which is a measure of the maximum strain

introduced in the spring by the earthquake motion, is plotted with reference to the lines which slope up from left to right. The maximum acceleration of the mass, which is a measure of the maximum force generated in the spring, is plotted with reference to lines which slope down from left to right. What is actually plotted is not the actual maximum acceleration, but something that is nearly equal to the maximum acceleration, more accurately described as the maximum pseudo acceleration, A , defined by the relation:

$$A = \omega^2 D \quad (1)$$

where ω is the circular frequency of vibration of the linear oscillator.

The maximum energy stored in the spring is given by the quantity

$$\frac{1}{2} m V^2$$

where m is the mass of the oscillator, and V is the maximum pseudo relative velocity, which is not always quite the same as the maximum relative velocity, but which has the dimensions of velocity, and which is related to the maximum relative displacement D by the formula:

$$V = \omega D \quad (2)$$

The simultaneous values of the quantities A , V , and D are given by the one curve on the figure for a particular value of relative damping in the system, where the damping, relative to the critical value of damping, is given by the quantity β . Curves are indicated for the earthquake response spectrum in Fig. 2 for values of 0, 2, 5, 10, and 20 percent of critical damping.

Where the spring constant of the linear oscillator is k , and the period of vibration is T , the natural frequency, f , is given by the relation

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{k/m} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{g/u_s} \quad (3)$$

where g is the acceleration of gravity, and u_s is the static deflection of the spring produced by the weight of the mass if it were to hang on it vertically.

The response spectrum can be drawn as a function of period as well as of frequency. This results merely in reversing the diagram end for end without changing its shape.

It is noted that for dynamic motions of the base of the simple oscillator, such as that arising from earthquake, blast motions, or simple base motion pulses, the response spectrum has the characteristic that for very low frequencies, the maximum response displacement, D , is virtually constant and is equal in value to the maximum displacement of the ground, d_m . For very high frequencies the maximum pseudo acceleration of the mass, A , is virtually

constant and is practically equal to the maximum acceleration of the ground, a_m . For intermediate frequencies, the maximum response displacements, velocities, and accelerations are all amplified over the ground motion maxima, with the factors of amplification being a function of the proportion of critical damping β . For values of β in the range of about 5 to 10 percent, these amplification factors are, respectively, for displacement, velocity, and acceleration, slightly over 1, about 1.5, and 2.0. Methods of using the response spectrum for the analysis of single and multi-degree-of-freedom systems are described in various references [Refs. 1, 2, 3, 4, 5].

Because of the relation between the response of dynamical systems to motion or to external loading, there is an equivalence between the intensity of external loading, and the inertial loading, $-ma$. Hence, one can draw a diagram similar to the earthquake response spectrum for loadings such as wind. It is convenient to use, for this diagram, force or pressure instead of acceleration, and impulse instead of velocity. With this designation, the asymptote for the high frequency end of the diagram for wind loading approaches a value corresponding to the maximum wind load intensity. There is no corresponding bound for the low frequency end of the spectrum; for intermediate frequencies, the bound probably does approach a horizontal asymptote the value of which is determined by the average pressure multiplied by the total wind duration. A possible sketch of a wind response spectrum is shown schematically in Fig. 3.

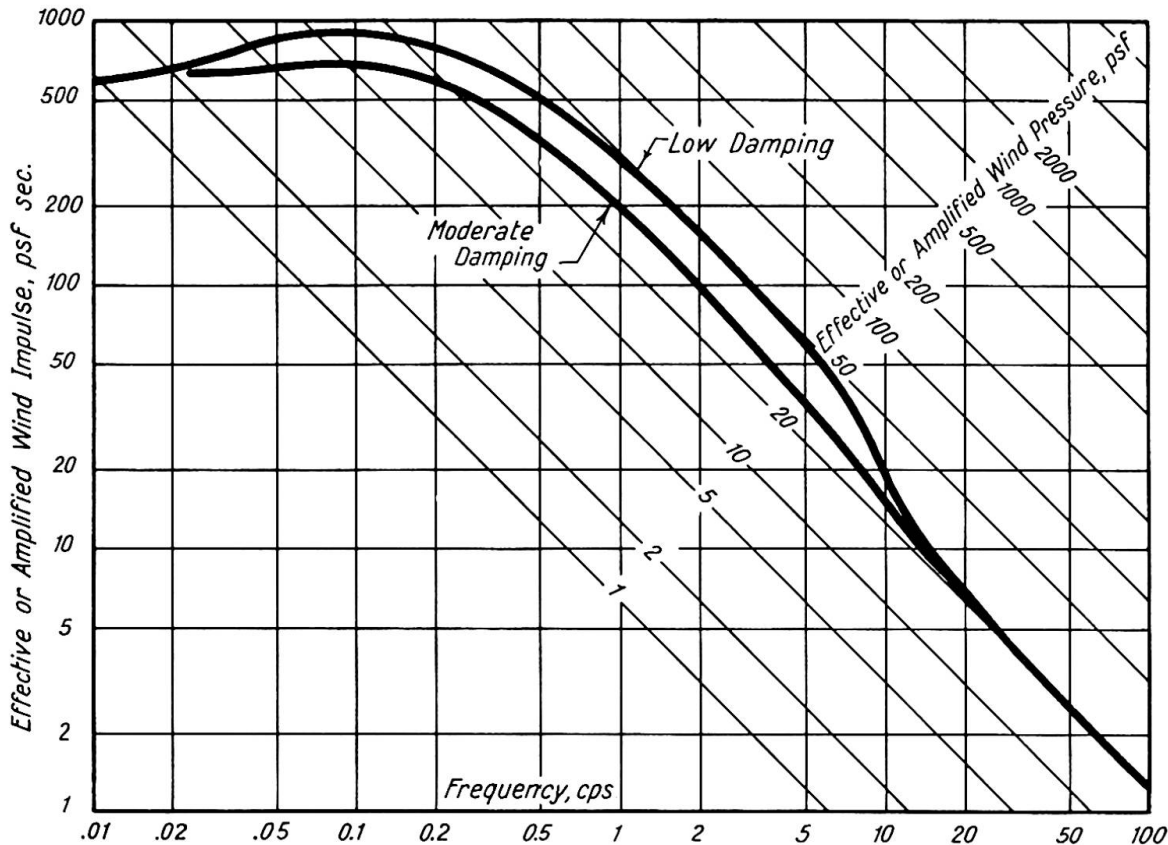


Fig. 3. Possible Sketch of Wind Response Spectrum

Strength and Ductility Requirements

From Figs. 2 and 3 it is apparent that the intensity of force and the amount of energy that must be absorbed in a dynamical system depends on the intensity of earthquake motion or the intensity of wind force, but is affected materially by the energy absorption within the structure itself, corresponding to damping, and arising from interaction of the various parts of the structure, especially the partitions and other non-structural parts reacting with the structural components, energy losses due to the coupling of the structure with its foundation, and also energy losses due to inelastic behavior of the structure in its response.

It is of special interest to consider how inelastic behavior affects the response spectra described previously for elastic behavior. If one considers that the spring of the linear oscillator has an elasto-plastic characteristic with a yield point, where the maximum permissible deflection is related to the deflection at the limit of elastic behavior by the ductility factor, μ , as shown in Fig. 4, then in general for inelastic behavior, as described in Refs. 6, 7 and 8, the response has the following characteristics:

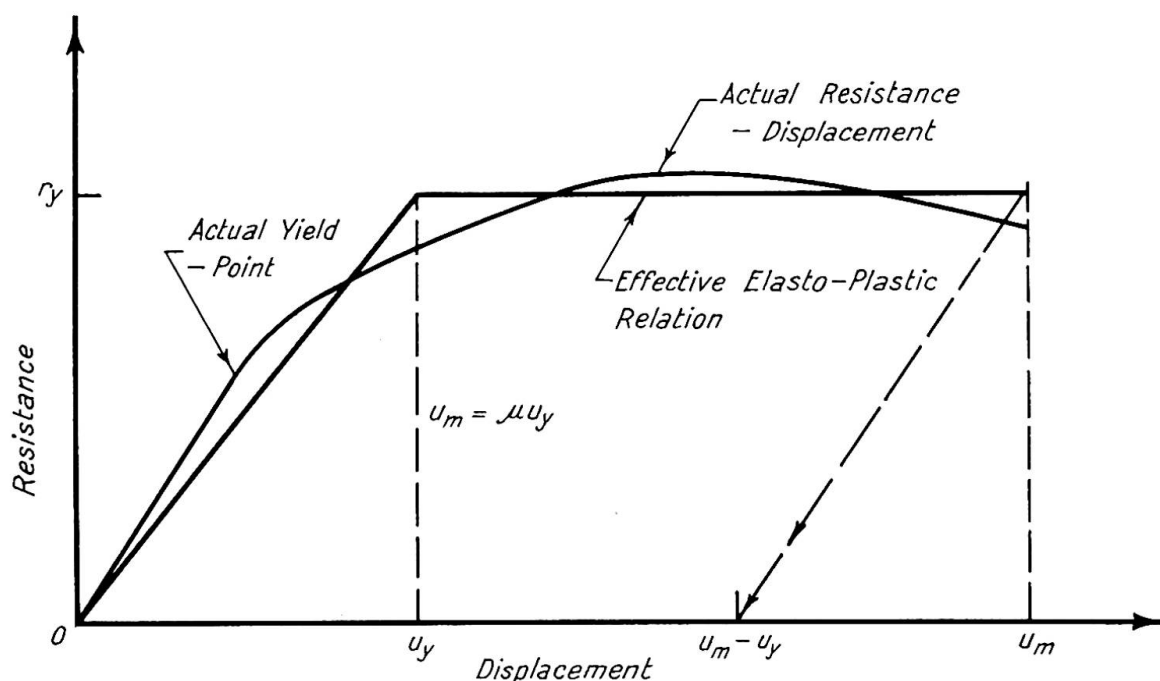


Fig. 4. Elasto-Plastic Resistance-Displacement Relationship

(1) For the high frequency part of the spectrum where the acceleration response is virtually constant, the force is about the same for both the inelastic system as for an elastic system having the same initial frequency.

(2) In the middle part of the spectrum, for intermediate frequencies where the velocity response is virtually constant, the total energy absorbed in the inelastic system is about the same for an elastic system having the same frequency.

(3) For low frequency systems, where the displacement response is nearly constant, the displacement of the system is about the same for the inelastic system as for an elastic system. In some cases there are bounds which limit the response to even lower values than those corresponding to the foregoing rules. Even where force is nearly preserved, the energy can never be increased over the maximum value for the corresponding elastic system, and even where absorbed energy is nearly constant, the displacement can never be greater than the maximum relative displacement for the elastic system.

For tall buildings, as indicated by the appropriate range of frequencies of about 0.2 to 4 cycles per second, from Figs. 2 and 3 it is seen that the range of behavior is generally in that range where either energy or displacement is preserved for earthquake responses, or where the force is preserved for the wind response problem. Hence, inelastic behavior under wind loading does not generally reduce the response. However, inelastic behavior under earthquake loading may reduce the forces materially for which the structure must be designed.

One obviously has several choices in the design of a structure to resist earthquakes. He may choose to make the structural resistance high and keep the structure virtually elastic. On the other hand, he may choose to make the energy absorption capability of the structure very high, and permit the structure to deform inelastically. If he chooses the latter alternative then he can design the structure for a considerably lower force than would be required for the former case; of course, he accepts the penalty of possibly having a deformed building. However, the amount of deformation may be acceptable if it does not correspond to a collapse condition.

In other words, one must balance the strength with the ductility required in the design of a building to resist earthquake motions, but one must have the necessary strength in all cases to resist wind forces. However, it may be necessary, because of the difficulty in achieving very large amounts of ductility, to increase the lateral force level for which the design is made to account for the lateral forces mobilized by the earthquake motions. In both instances, it is essential that the construction process be adequately controlled and inspected to insure that the required strength, and above all the required ductility, can be mobilized without premature failure.

Because of the penalty involved in providing for the extremely high strength requirements to resist major earthquakes, it is customary to design for considerably lower forces than the theoretical values that would be found in a purely elastic system. Hence most building codes imply a ductility factor of the order of 4 to 6, and in some cases possibly even higher, which must be maintained by the proper design details as well as adequate inspection and control of construction. This topic is discussed in detail in Chapter 6 of Ref. 1.

Structural Layout and Framing

Buildings can be designed with different combinations of components. Common buildings of reinforced concrete can be made up of beam and column construction constituting a flexural framework. They may have solid walls or shear walls offering lateral resistance as a vertical cantilever beam; or they may be made up of combinations of frame and shear walls acting together. However the layout is made, resistance must be offered to torsion of the buildings caused by nonuniform distribution of resisting forces and masses, by accidental irregularities, or most commonly by variations in the intensity of motion over the plan of the building foundation.

The different types of construction have different inherent strengths and ductility factors. In general, beams without axial compression have the highest ductility, where, under conditions of proper design and construction these factors may approach values of 10 or more; columns or flexural members with high values of compression have somewhat lower ductilities. If the compression forces approach the compressive strength of the member, the ductilities can be very low. However, with adequate arrangements of reinforcement, the ductility in columns can be made as high as 5 to 6 or more. However, in tension the situation is quite different and the strength is in many cases seriously lower relatively than under compressive conditions in reinforced concrete. Hence, attention must be paid to the elimination of major tensile forces over the gross section of a member.

In order to attain higher amounts of ductility, shear failures and compressive failures in concrete flexural members must be avoided. This means that compressive reinforcement must be used or a limit must be put on the difference between the amounts of tensile reinforcement and the compressive reinforcement at a cross section; and shear or web reinforcement must be used to provide resistance against diagonal tension cracks. Adequate anchorage of reinforcement to avoid bond or anchorage failures is also required. These topics are discussed in detail in Chapter 5 of Ref. 1.

Ductility of Beams

The load-deformation characteristics of reinforced concrete members have been studied in several investigations at the University of Illinois, beginning in 1951. Studies of load-deflection properties of simple-span beams loaded at the third-points were reported in 1952. Additional tests of simple beams loaded at mid-span through a stub, to simulate a beam-column connection, were reported in 1954.

More recent tests were begun in 1960 and completed in 1962. The object of this study was to determine the amount of rotation and ductility that can be

developed at the connection between monolithically cast reinforced concrete beams and columns, and to develop procedures for predicting the moment-rotation characteristics of such connections. A summary of the results of the study, as adapted from Ref. 9, follows. The effects of the following variables were studied:

- a) The depth of the member.
- b) The presence of compressive reinforcement in various amounts.
- c) The effects of unloading and reloading the member several times, at various levels of load or deformation.
- d) The effect of reversing the load or moment, again at various levels of load or deformation.
- e) The effect of axial load on the member, such as would be present in a column.

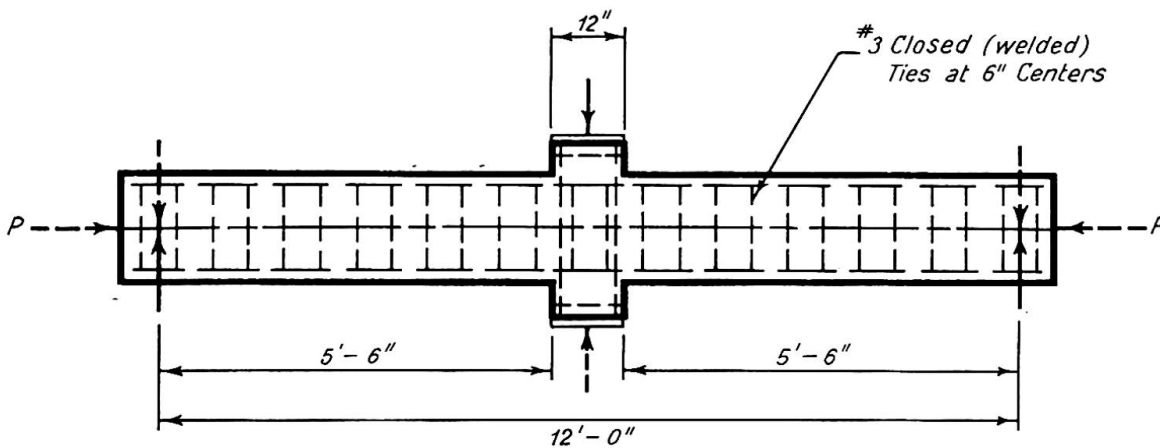


Fig. 5. Elevation of Test Specimens

The type of specimen used is shown in Fig. 5. The members were supported at the ends on a 12-ft. span, and were loaded transversely through the stubs at mid-span. Seventeen specimens were tested as beams (that is, with no axial load) and 11 specimens were tested as columns with an axial load, indicated as P on the figure, applied at mid-depth and held constant while the transverse load was applied. The tests with and without axial load will be discussed separately. All specimens were provided with transverse reinforcement in the form of No. 3 deformed bars welded into a closed loop and spaced, usually, at six inches.

Deflections were measured at mid-span and at other locations along the span, and numerous strain measurements were made on the reinforcement and on the concrete, using both electrical resistance strain gages and mechanical gages.

The strengths of the concrete and the reinforcement were not major variables in the tests. The cylinder strength of the concrete at the age of tests was usually in the range from 4 to 5,000 psi. The reinforcement was intermediate grade deformed bars with yield strengths between 45 and 50,000 psi.

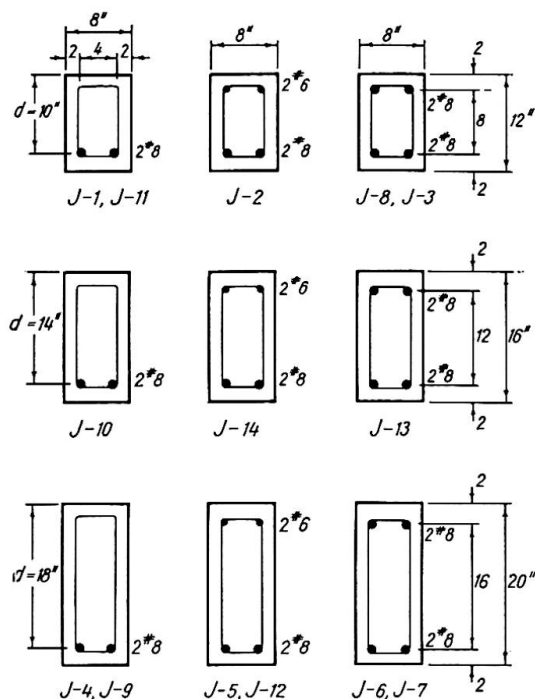


Fig. 6. Cross Sections of Test Beams

The cross-sections of the beam specimens, without axial load, are shown in Fig. 6. The principal variables were the effective depth and the amount of compression reinforcement. The effective depth of 10 in., used for the five beams at the top of the figure, corresponds to that used in the previous investigations at the University of Illinois and in tests made by Ernst at the University of Nebraska. The other beams had effective depths of 14 and 18 in.

All of the beams had exactly the same amount of tension reinforcement. However, the amount of compressive reinforcement ranged from zero to an amount equal to the tension reinforcement, with an intermediate value about half as large.

The curves in Fig. 7 give a fairly good picture of the type of behavior observed in these tests. Although they are plotted in terms of load and deflection, there is a direct relation between load and moment, and also between deflection and rotation at the stub, for the type of specimen tested. The variable for these curves is the effective depth of the beam; all other properties were substantially the same.

The first sharp break in each curve corresponds to yielding of the reinforcement. As would be expected, the load at which yielding occurred varies directly with the depth. The increase in load beyond yielding results primarily from strain-hardening of the reinforcement. So far as these curves are concerned, the next significant stage in the response of the member is the break at a deflection of 10 to 12 inches. This break represents the ultimate moment and deflection. Although there is an increase in ultimate moment with depth, as would be expected for a constant amount of tension reinforcement, there is relatively little difference in the ultimate deflections.

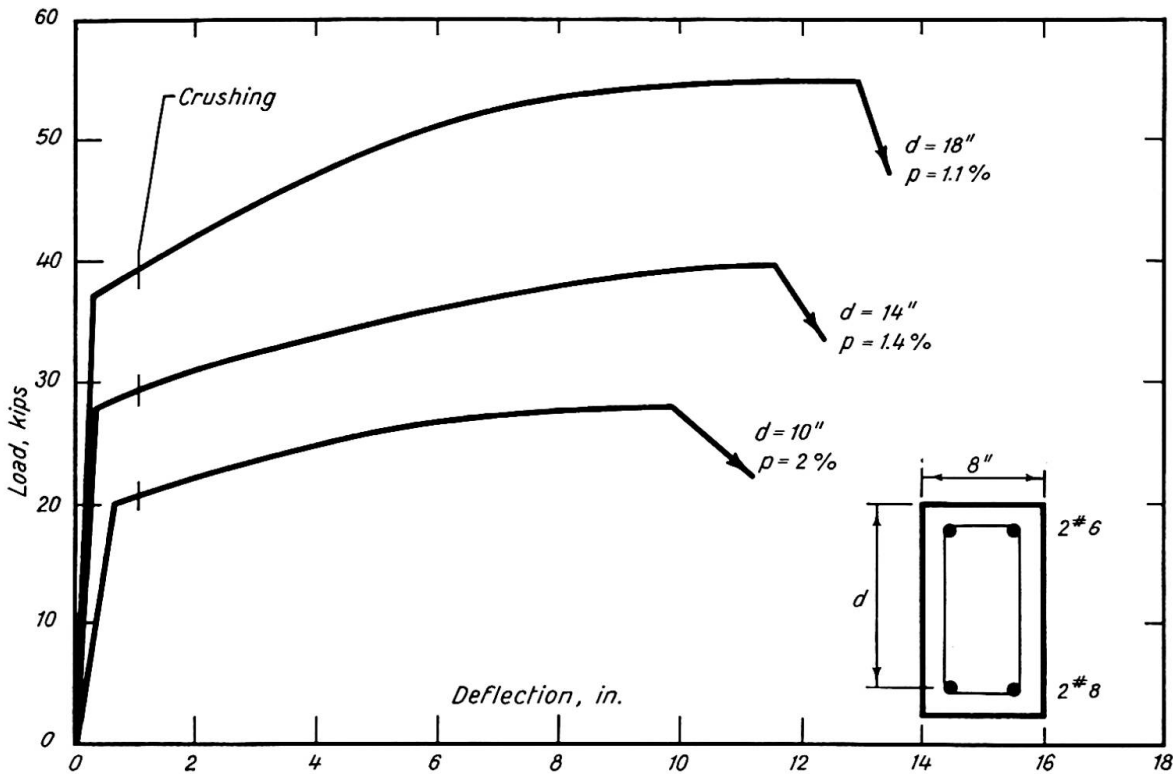


Fig. 7. Effect of Depth on Load-Deflection Characteristics

The cross marks on the curves at a deflection of about one inch represent the stage which is loosely called "first crushing," and which corresponds to the first visible signs of spalling or crushing of the concrete on the compression face. In terms of the structural response of the member, this point has little significance, as is evident from the fact that the curves are continuous through it. However, from a theoretical or analytical point of view, this stage corresponds to the development of compressive strains in the concrete of about three-tenths or four-tenths of a percent, and the moment at this stage thus corresponds to what we would compute as the "ultimate" moment by the conventional ultimate strength theories like those presented in the ACI Building Code.

At "first crushing" the damage is extremely small and, although it may affect slightly the appearance of the member locally, it has no significance in relation to the structural response of the connection. From this point of view, it is the ultimate deflection and moment which are important.

Figure 8 shows the effect of adding compression reinforcement. Although the relatively large influence of compression reinforcement on the ductility of beams has been known for some time, it can never be emphasized too much. Where ductility is desired, the addition of suitable amounts of compression reinforcement is still the most effective way to provide it.

Beam *J-10* in Fig. 8 was reinforced in tension only. Since the steel percentage was relatively small, this beam had a fairly large amount of ductility; the deflection at ultimate was about eleven times as great as the deflection at

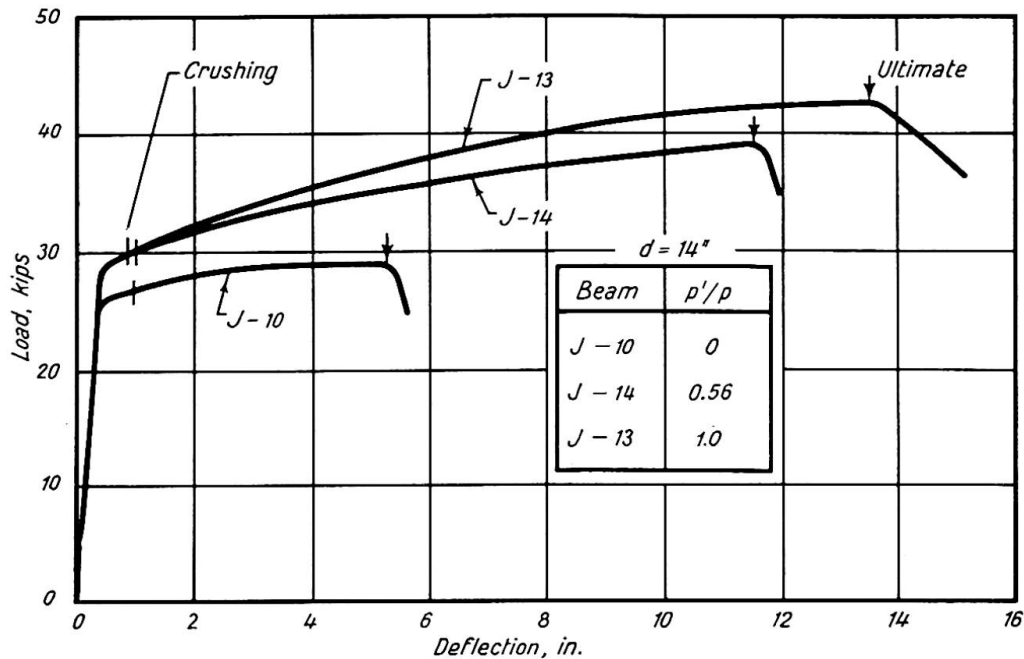


Fig. 8. Effect of Compression Reinforcement. $d = 14"$

yield. Even so, the ductility in this series of beams was increased considerably by the addition of compression reinforcement. Beam *J-14* had approximately half as much compression steel as tension steel, and in Beam *J-13*, the top and bottom steel were the same.

Although the loads and deflections at yield and at first crushing were practically the same for the three beams, the addition of compression reinforcement increased significantly both the ultimate load and the ultimate deflection. The increase in ultimate load resulted primarily from strain-hardening of the tension reinforcement; steel strains on the order of 10 percent were not unusual. It may be noted that practically doubling the amount of compression reinforcement in Beam *J-13*, as compared to *J-14*, did not produce a comparable increase in ultimate deflection, although the ductilities of both of these beams are obviously more than adequate. The only explanation that can be offered for this is that Beam *J-13* carried the highest load of any beams in this series and the shear corresponding to this load was large enough to cause yielding of the transverse reinforcement. As a result, the failure of this beam involved a faulting or shearing deformation, which one would be tempted to call a shear failure, if it had not occurred at a deflection of 14 in. and at a load about 50 percent greater than the yield load.

Behavior of Beams under Repeated or Reversed Loading

The behavior of these beams under repeated loading will now be discussed. In all of the tests, the load was removed completely and then reapplied at

several stages during the test. The load-deflection curve for such a test on a beam without compression reinforcement is shown in Fig. 9. The results indicate that the removal and reapplication of load had little or no effect on either the load carrying capacity or the ultimate ductility.

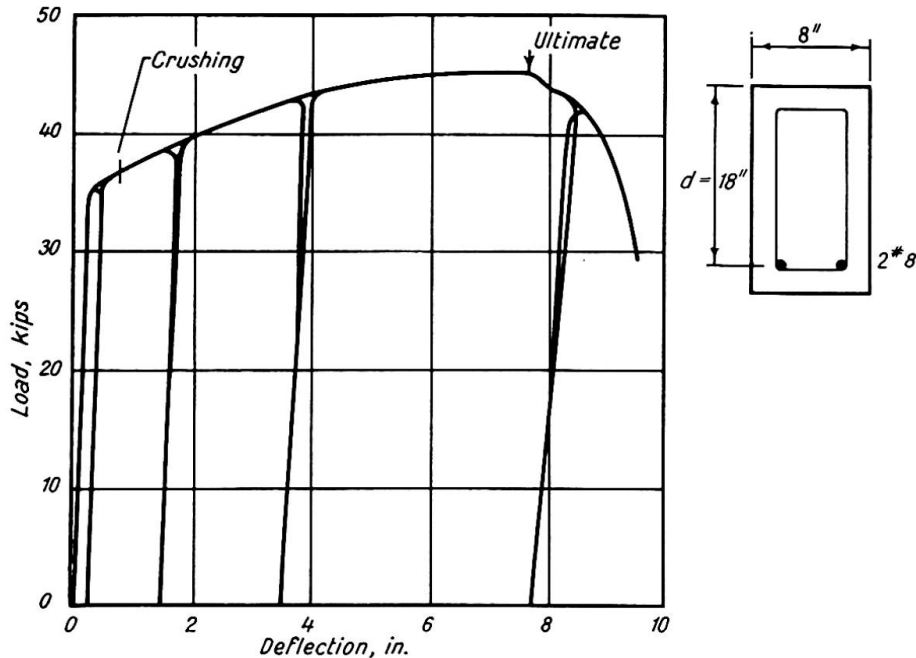


Fig. 9. Load-Deflection Curve for Beam J-4

The load-deflection curve for a beam with equal amounts of tension and compression reinforcement showed that unloading and reloading this beam as many as six times in the post-yield range had little or no effect on its load-carrying capacity or ductility.

As can be seen in Fig. 9, after each unloading, the reloading curve was approximately linear up to a load very close to the maximum previously reached. However, the slope of the reloading curve became less steep as the load was reapplied at successively greater deflections. That is, the stiffness of the beam decreased as the amount of plastic deformation beyond yield increased. This phenomenon was amazingly consistent for all of the beams tested.

Three beams were tested under reversals of load, and the load-deflection curve, for one of them, Beam J-7, is shown in Fig. 10. This beam had an effective depth of 18 in. and was reinforced equally top and bottom. Also shown on this figure is the *envelope* load-deflection curve for Beam J-6; that is, a curve for which the successive unloading and reloading curves have been omitted. This beam was almost identical with J-7, but was loaded only in the downward direction. The curve for J-6, however, is plotted for both directions of loading for comparison with that for J-7.

Beam J-7 was loaded first downward then upward to loads of about 12, 18, 30 and 35 kips. The latter load of 35 kips represented yield, in both direc-

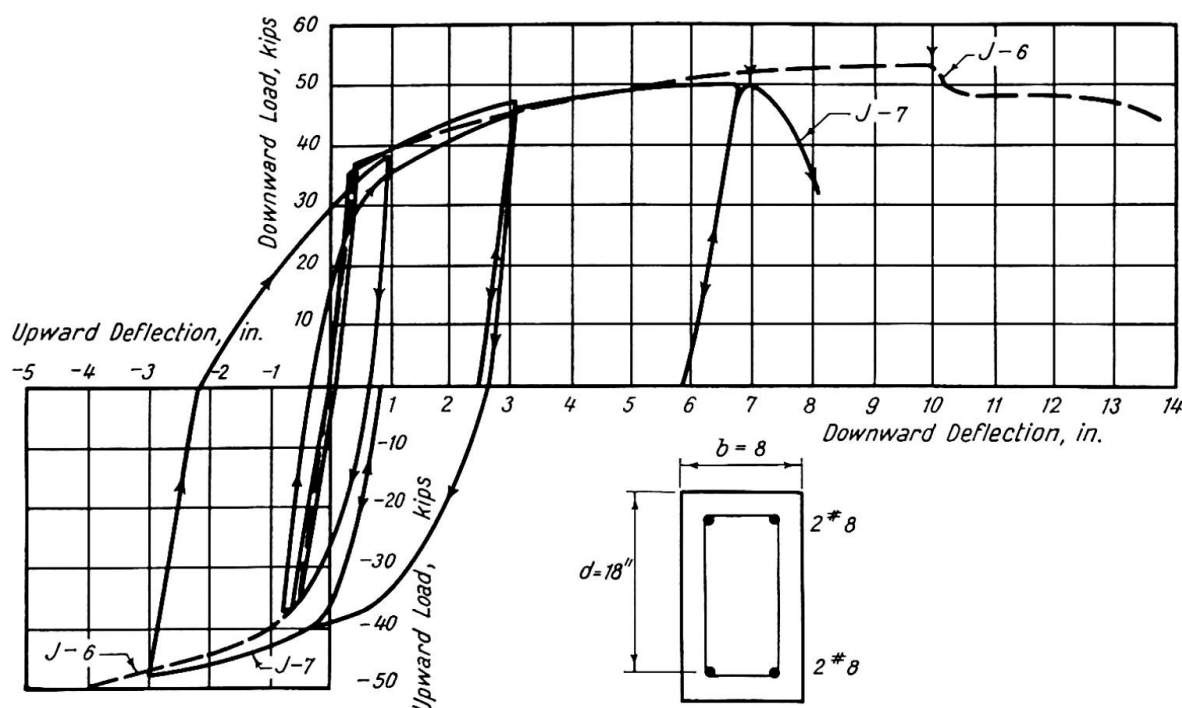


Fig. 10. Load Deflection Curve for Beams J-6 and J-7

tions, since the beam was reinforced symmetrically. It was then loaded to a deflection of about $\frac{3}{4}$ to 1 inch, in each direction, corresponding to first visible crushing of the concrete on the compression face adjacent to the column stub. The next cycle of reversed loading produced about 3 in. of deflection, first down, then up. And finally, the beam was loaded to failure in the downward direction.

The envelope load-deflection curve for Beam J-7 compares quite well at all stages with that for Beam J-6 which was loaded in only one direction. The maximum loads carried were very nearly the same, but the corresponding deflection was somewhat less for J-7 than for J-6; 6.7 in. as compared to 9 in.

The slopes of the reloading curves after a reversal show a definite Bauschinger effect. That is, the reloading curve after reversal of loading is much less steep than the initial load-deflection curve. However, if the beam was unloaded and reloaded in only one direction, without reversal, the reduced stiffness compares very well with those plotted in the preceding figure.

Ductility of Columns

The discussion so far has all been concerned with beams; that is, members without axial load. For this case, it is fairly easy to provide adequate ductility. However, the presence of axial load, as in a column, tends to reduce the available ductility, as shown by Fig. 11. The curve on the left is a conventional interaction diagram of axial load and moment. The solid line represents the combination of moment and axial load which will produce first spalling or crushing

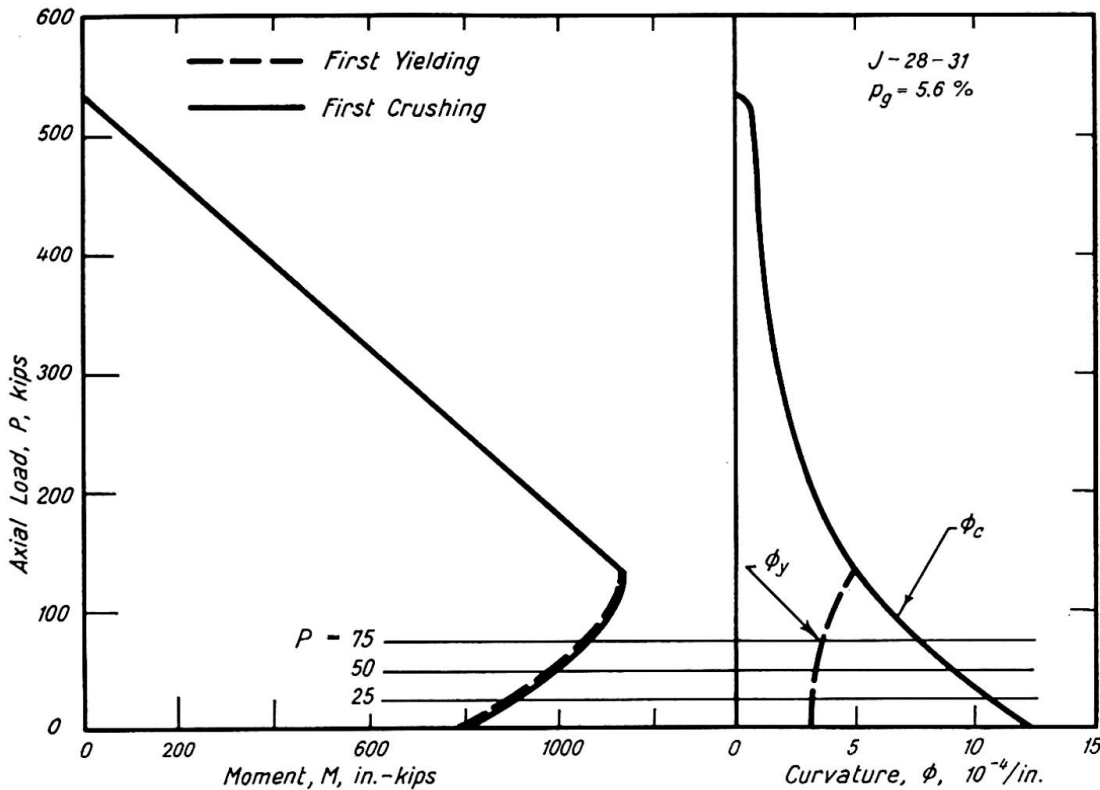


Fig. 11. Interaction Curves

of the concrete as computed by the conventional ultimate strength analysis, and assuming that crushing will occur at a concrete strain equal to four-tenths of one percent. The break in the curve represents the balanced load, above which the concrete reaches crushing strain before the tension reinforcement yields, and below which yielding of the tension steel precedes crushing of the concrete. Below the balance point, the broken line indicates the moment at which yielding of the tension steel occurs. As can be seen, the yield moment and the crushing moment are very close to each other for these assumptions, because the steel is still in the flat yield range when the assumed crushing strain in the concrete is reached.

The curves on the right of Fig. 11 show computed curvatures for the corresponding levels of axial load on the interaction diagram at the left. The solid curve refers to the curvature at the stage which has been called "first crushing," and the dashed curve represents the curvature at first yielding of the reinforcement. Above the balance point, there is only one curve, since yielding of the steel does not precede first crushing of the concrete.

The ratio of the curvature at first crushing to the curvature at yielding can be considered a measure of the ductility; at least, of the ductility corresponding to the stage represented by crushing, although it has been shown that this amount of ductility is only a fraction of that which can be developed before the member fails. Nevertheless, the plots of load versus curvature suggest that the ductility will decrease as the axial load is increased.

Tests were made on eleven members to investigate the effects of axial load on the available ductility. The axial loads used were zero, 25, 50, and 75 kips, which correspond to the levels shown on Fig. 11.

The specimens were of the same general type as those shown in Fig. 5 and their cross-section properties are shown in Fig. 12. In all of the members, the

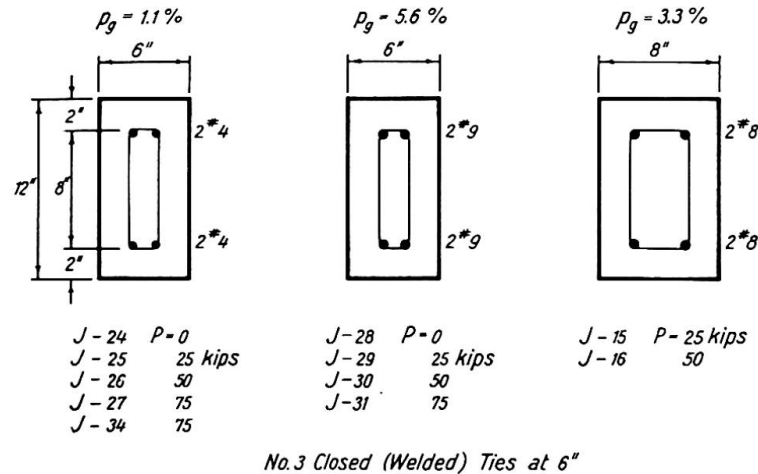


Fig. 12. Cross Section of Beam-Columns (with Axial Load)

reinforcement was equal in the top and bottom faces. There were two main series of tests (the two on the left in the figure) in which the percentage of longitudinal reinforcement was varied from a fairly low value of 1.1 percent total steel based on the gross area of the column, to 5.6 percent. The third series of tests was much more limited in scope, and was simply an extension of one series of the tests on beams, which have previously been described. As

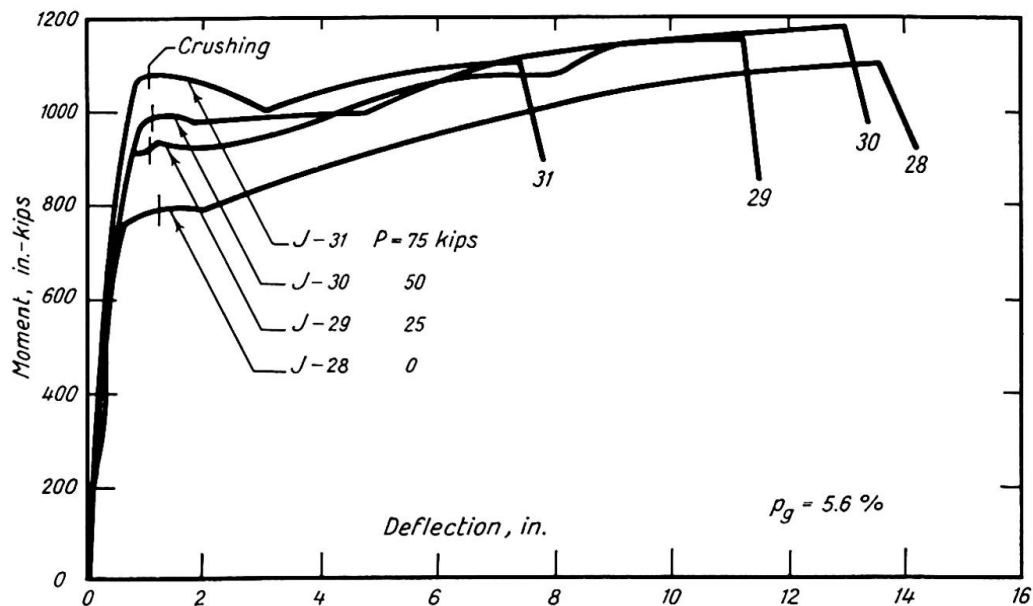


Fig. 13. Effect of Axial Load P on Moment-Deflection Relationship

mentioned earlier, the concrete strength and the yield strength of the reinforcement were substantially the same for all specimens.

The results of the first series of tests are shown in Fig. 13, in the form of moment-deflection curves. The moment shown is the total moment acting at the critical section at the face of the stub; that is, the moment due to the transverse load on the stub, plus the moment due to the axial load acting at an eccentricity equal to the measured deflection.

The yield moment and yield deflection both increase with increasing axial load, as was predicted from the interaction diagram. The crushing moment is very close to the yield moment, and there is a slight tendency for the crushing deflection to decrease with increasing axial load, but this effect is somewhat smaller than was indicated on the interaction diagram. However, as was the case for the members without axial load, first crushing does not constitute a point of any significance in terms of the behavior as represented by these moment-deflection curves. As before, the deflections at ultimate load were many times greater than the deflections at first crushing. However, the increase in load beyond yielding or crushing was usually less as the amount of axial load increases. This is consistent with the effect of axial load in decreasing tensile strains, and thus decreasing the extent to which the steel was strained into the strain-hardening region. And finally, a definite decrease in the ultimate deflection as the axial load increases can be seen, although this decrease is by no means consistent. For example, Beam *J-30* with an axial load of 50 kips had an ultimate deflection greater than Beam *J-29* with an axial load only half as great.

Similar curves were obtained for columns with only 3.3 percent steel on the gross section, and for tests up to a maximum axial load of only 50 kips. The

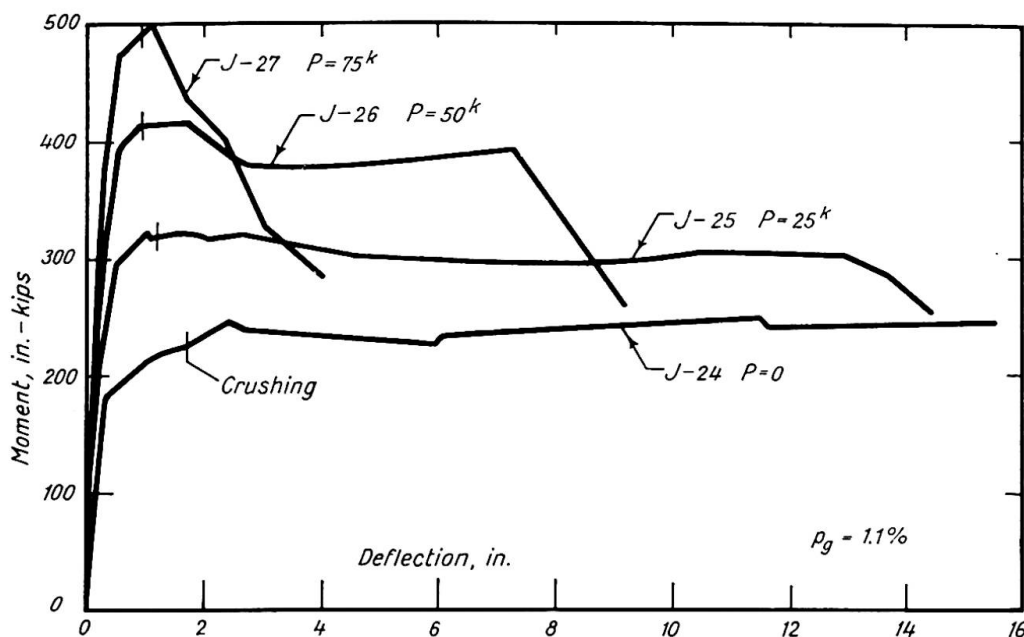


Fig. 14. Effect of Axial Load P on Moment-Deflection Characteristics

results are quite similar to those in Fig. 13. Again, the ductility beyond crushing is very great but tends to decrease somewhat as the axial load increases.

Figure 14 shows the results for a column with only 1.1 percent steel. Although this is hardly a typical case for a column designed for bending under lateral forces, it has been included because it represents a slightly different type of behavior in the presence of axial load. First, it can be noted that the moment tends to decrease beyond the point representing crushing, for the columns with axial loads of 25 and 50 kips. For the axial load of 75 kips, the decrease is quite marked. The reason for this is that the concrete outside the closed ties has spalled off on the top of the beam and on the sides of the beams down to the neutral axis, and the lever arm for the internal resistance has thus been decreased. For the columns with axial loads of 25 and 50 kips, the decrease in lever arm has been offset by an increase in steel stress as it enters the strain-hardening range. However, for Beam *J-27* with an axial load of 75 kips, the steel never reached strain-hardening, and thus the steel stress stayed at the yield point level. Consequently, as the concrete shell spalled off, the reduction in the lever arm was accompanied by a reduction in moment capacity. Nevertheless, this column did not actually fail until a deflection of about 4 in. was reached.

Significance of Ductility Requirements

Reference 1 based its recommendations on the use of a ductility factor, chosen as the ratio of the maximum deflection to the effective yield point deflection, after the representation of the load-deflection curve by an equivalent elasto-plastic approximation. It was concluded that ductility factors of the order of 4 to 6 were sufficient to mobilize the necessary energy absorbing capacity to make effective use of the "Uniform Building Code" procedures. It was felt that the procedures described were conservative since the predicted ductility for the recommended design details was in general considered to be much less than the actual ductility that would be obtained with properly made reinforced concrete structures.

The data presented indicate that this conclusion is indeed correct. For example, Fig. 7 shows ductility factors in excess of 20 to 30, as actually measured. In general, the available ductility in beams or flexural members is more than sufficient. More serious questions arise in members which must carry compressive forces as well as flexure.

It should be pointed out that these difficulties are not limited to any one material. All materials suffer from difficulties in ductility when compressive forces are combined with flexure. Buckling becomes a problem in metals, and crushing is a problem in masonry and reinforced concrete. However, if appropriate attention to details is given, adequate ductility can be obtained in reinforced concrete columns. For example, Fig. 15 shows interaction curves

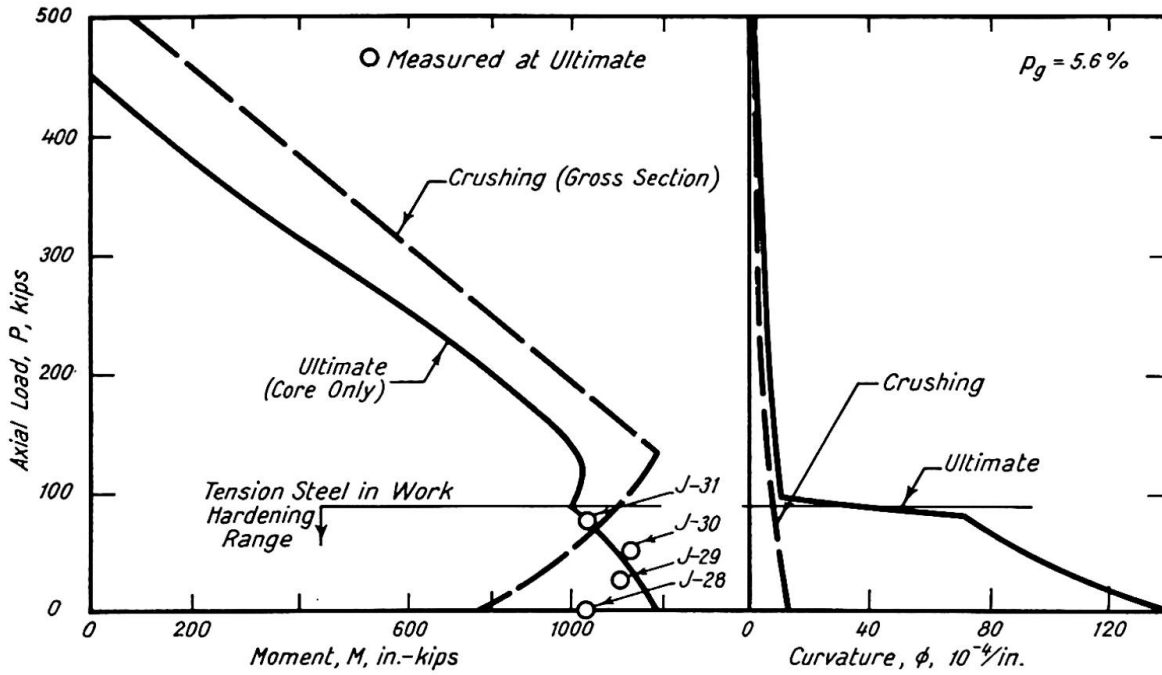


Fig. 15. Interaction Curves at Ultimate

for reinforced concrete columns at ultimate. The curvature at "crushing" is slightly greater than the curvature at initial yielding. The ratio of the curvature at ultimate to that at crushing, which is less than the ductility factor, is seen to be adequately large for values of axial load below the break in the curve, at the "balance" load. Reasonable values of the working stress in compression would correspond to loads not greater than about 50 kips for the column described, which is well below the limit at which the ductility decreases to minimum values.

A further indication of the same conclusion is shown by Fig. 16, where the computed moment-deflection curve and the measured moment-deflection curve are compared. This comparison is shown for a load of 50 kips. Similar results are obtained for other loads, of 25 and 75 kips, for which test data were obtained. It is concluded that the measured deflections and ductilities are considerably greater than the computed values and hence greater than the limiting values required by the design procedures specified in the book.

In Fig. 17, all of the available tests are summarized to give a measure of the ductility factor actually obtained by tests for beams as well as for columns, and a comparison is made with the empirical equation that has been previously used as a measure of ductility of reinforced concrete, namely,

$$\frac{10}{p - p'} \text{ with an upper limit of 20.}$$

In this equation p is the amount of tensile steel, measured in percent, and p' the amount of compressive steel measured the same way. Hence for two per-

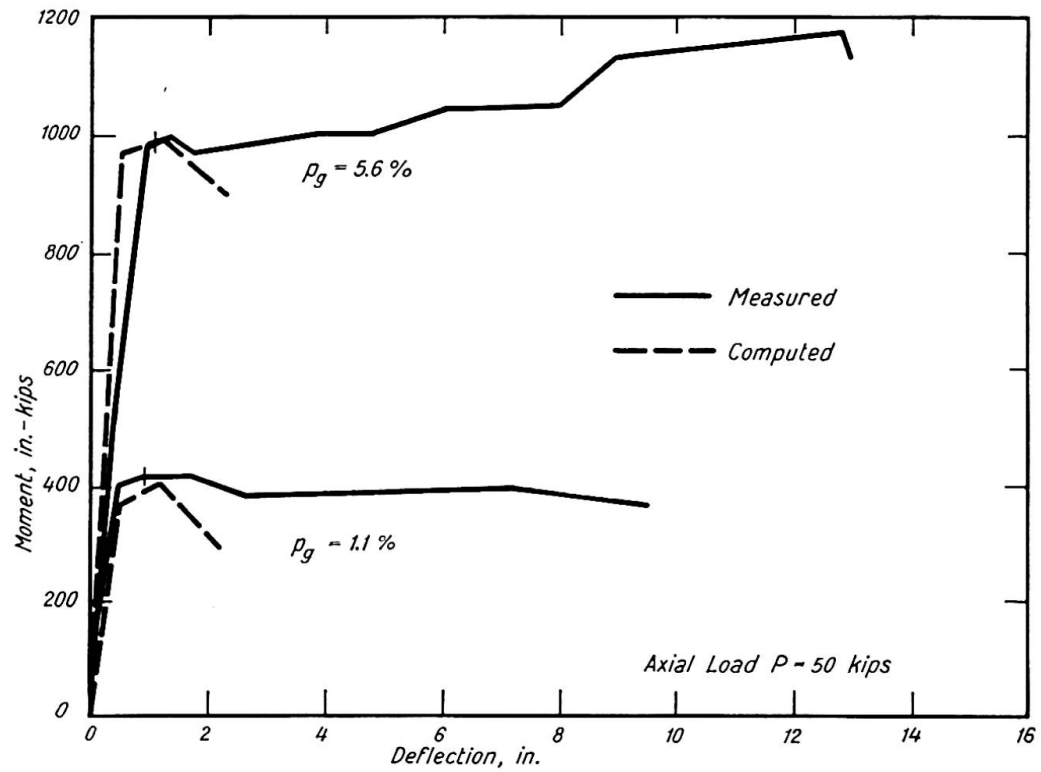


Fig. 16. Measured vs Computed Moment-Deflection Curves

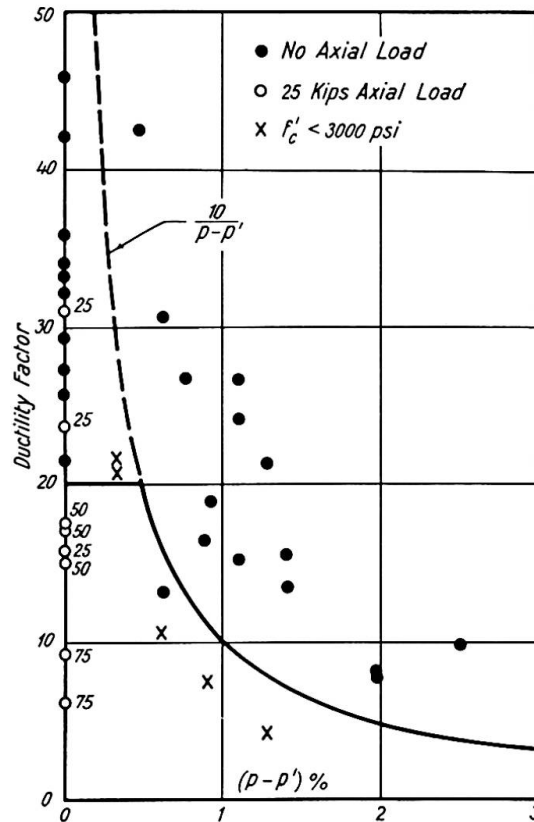


Fig. 17. Ductility Factor for Reinforced Concrete Beams

cent of tensile steel combined with one percent of compressive steel the ductility given by this equation would be 10.

The filled circles on the curve correspond to flexural members with no axial load. In all except one case these are well above the empirical equation. In general, the average values are about twice those given by the equation. The equation is not applicable for zero values of the denominator. It was previously recommended that values of ductility factors no greater than 20 be used for reinforced concrete. This appears to be a reasonably conservative cut-off point for flexural members. Also spotted on the curve are points for columns with axial load, of the proportion shown in Fig. 12. The numerals near the open circles indicate the magnitude of the axial load. For axial loads of 25 kips a ductility factor of 20 is reasonably conservative, although it is not conservative for the higher values of axial loads. Nevertheless, for all axial loads of 50 kips and less the ductility factors were greater than 15, and even for axial loads of 75 kips the ductility factors were greater than 6.

In general, ductility can be obtained in reinforced concrete: (1) if shear reinforcement is provided so that the weakness of the concrete in shear, or rather diagonal tension, is taken into account; (2) if bond and anchorage provisions are properly considered so as to make sure that the reinforcement can act in the way that it is assumed to act; (3) if one avoids too high a proportion of tensile reinforcement, or if one adds an appropriate amount of compressive reinforcement; and (4) if one confines concrete in zones of high compression by hoops, closely spaced ties, or spirals.

Methods of Analysis in Relation to Design

Methods of analysis for use in design for dynamic loadings can be of three greatly different types.

The most involved and complicated type of analysis is that in which one uses typical histories of input motion or loading, varying with time, and computes the response of the structure or the preliminary concept of the structure for which the design is to be made. If one uses a range of inputs to take account of the probabilistic nature of the input motions, or if one makes analyses for particular fundamental types of input motions and combines them with the proper probabilistic concepts, one can arrive at probability distributions for the responses in the particular structure. Analyses of this type take quite sophisticated computers and relatively long times. Moreover, they do not lend themselves to the concept of a preliminary design. One can only investigate by this means a structure that has already been designed.

The second type of analysis involves the use of the response spectrum, and the combination of the responses of the various modes of a structure for which a preliminary design has already been made, with the response spectrum

techniques described in Refs.1 through 5. The basis of the modal analysis procedure is essentially the following. One can arrive at an upper bound to the stress at any point, or the value of any structural response parameter, by taking the upper bound as the sum of the absolute values of the particular response parameter for each of the modes of the structure [Ref.10]. A better measure of the most probable value of the maximum value of that response parameter is, however, the square root of the sum of the squares of the maximum responses in each of the modes, unless the number of modes is relatively small [Ref.11]. This is the case because of the fact that the absolute maximum values in the different modal responses occur at different times, not simultaneously. This method also requires that the structure be designed, since the method is applicable only to a structure which already exists in concept and in dimensions.

The third method consists essentially of one of several empirical procedures which involve the assumption of some type of force or acceleration distribution over the height of the structure, with some specification of the maximum value of force at a given point or plane. The method used in the Uniform Building Code specifications is of this type. These methods have the advantage that they can be used to prepare a preliminary design since they do not depend on the structure already being designed, although they may admit some inaccuracies since they can not take into account the detailed layout and characteristics of a particular structure. In general, when he uses an empirical method or a building code criterion, the intent of the designer is to choose the parameters for his design method so that the results of his analysis are in reasonable agreement with more accurate analyses of either of the two preceding types.

3. Requirements for Further Advancement of Knowledge

General Concepts

In order to increase the effectiveness of earthquake resistant design, additional information is needed, based on further research and on observation of actual occurrences. The most important need is to have better observations of the actual motions involved in strong motion earthquakes. Unfortunately, only a relatively small number of recent earthquakes have occurred in regions where there was adequate instrumentation to give complete time history records of the motions developed. Without such records, it has been difficult or almost impossible to interpret the damage observed in terms of the causes which produced such damage. In Appendix 4, Earthquake Engineering, to the as-yet unpublished "Earthquake Prediction" report to the Federal Office of Science and Technology, 1965, Drs. G.W. Housner and D.E. Hudson make the following statement:

“In recent years, a notable series of destructive earthquakes has rocked the world: Mexico (1957), Chile (1960), Agadir (1960), Iran (1962), Skopje (1963), and Alaska (1964). For not one of these earthquakes is there even one single measurement of the ground motion in the region of destruction. Only some 80 instruments are now in service in the United States. Instruments in Alaska were installed only after the 1964 earthquake and several aftershocks were recorded. The importance of coverage in areas not usually thought of as highly seismic was brought out very clearly in the recent Niigata (Japan) earthquake in 1964. Although Niigata was not located in a zone considered by Japanese seismologists to be their most active region, strong motion accelerographs had been installed there and at Akita, some 150 km away. Important accelerograph records were obtained at both sites, which have resulted in a different interpretation as to what happened than would have been arrived at without the records.”

In addition to the requirements for measurement of actual strong motions in earthquakes in different regions, there is need for instrumentation of buildings to determine their response. The only building which was even moderately well instrumented and for which records were obtained in an earthquake is the Latino Americana Tower in Mexico City [Ref.12], for which readings were obtained of relative story deflection in the first, 25th and 39th story in the major earthquake of July 28, 1957. As it happened, these measurements indicated close agreement with the predicted relative story motions, as interpreted from the predicted shearing forces in these stories, based on modal analysis of the structure for the design [Ref.13].

Although much information can be obtained from assessment of damage and observations of failures in earthquakes, much more can be obtained if such examples can be interpreted with relation to the forces and motions which cause the damage. Of course, the major difficulty that faces the researcher is the fact that the earthquake is not predictable in occurrence, and that many more regions and structures have to be instrumented than those from which one expects to get readings in order to have any chance at all to obtain a correlation. It is essential that a coordinated program be undertaken of placement of instruments of various kinds to determine gross motions and structural responses. A second requirement is that of making available to the engineering profession the results of such observations in order that greater accuracy and economy can be achieved in earthquake resistant design.

The situation is almost as bad for the case of major wind forces. However, wind storms occur much more frequently than earthquakes, so that there is a greater opportunity for response of instrumentation during the life time of a structure when it is instrumented for wind force than when it is instrumented for earthquakes. However, in many respects, the response characteristics of the structure and the levels of response can be determined with the same type of instrumentation for both earthquake and wind.

Other topics on which further information is needed include appropriate methods of design of foundations, behavior of foundations under earthquake loading, including liquefaction of the soil underneath the foundation, and similar topics, some of which are described later in more detail. Greater attention is needed to provisions for protecting people by proper selection of details and of framing, in order to avoid gross damage leading to loss of life wherever better types of construction will permit this end to be achieved. Finally, encouragement should be given to the development of completely new concepts and new types of structures. Standard building codes and design methods have been developed and are reasonably dependable for standardized framing and structural layouts. However, much more needs to be done for unusual structures of the type under development in modern architectural treatments.

Better Description of Loading or Motion Intensities

The primary input for which information is desired for earthquakes is ground motion, and for wind it is external force acting on the structure. In both of these types of loading, better description of the intensities of force or of motion are needed. For earthquake motions, specifically, the nature and interaction of the horizontal and vertical motions is required in order to permit better assessment of the behavior of buildings subjected jointly to the combined motions. Motions at or near a fault, and the effects of fault motions close to or under a building are also of interest in some types of construction. The behavior of the soil and rock under earthquake loadings, which contribute to the forces transmitted to structures built on or within the earth, are essential to a better understanding of the earthquake problem. Of particular importance is the effect of large or deep excavations under buildings for basements, the connection of utilities to buildings, and the anchorage of tall buildings to rock to prevent difficulties with overturning tendencies.

For wind forces, better descriptions of the relative intensity of wind at various levels of a building, and the local pressures and suctions around the building are needed; a reasonable understanding of these influences is now available, and model tests in wind tunnels have been and can be made to throw additional light on these matters. However, for both earthquake and wind, better interpretation of the effects of the motions generated in the building on personnel located within the building is required in order to permit better definition of the permissible design levels.

Development of Methods of Analysis

Although methods of analysis for dynamic loadings have been developed in great detail in recent years, further developments are needed including better simplified preliminary design methods that take into account more of the parameters involved in the design of the building, such as the selection of framing, the material used, the variations of mass and stiffness with height, etc. Balance must be achieved between the simplicity and the generality of such design methods. Possibly a range of procedures would be desirable, enabling one to start with a simple preliminary design, and then modify it with relatively simple techniques for the next attempted design, prior to the review of the design with a more elaborate analysis using a computer.

The next stage, of course, involves more elaborate analyses, generally using high speed digital computers, which can be employed to review the adequacy of designs in more detail for special cases. Further attention to simplification of these methods, permitting greater accuracy in regard to the assumptions made in the analysis, are required. Such methods should take into account the behavior of the joints and connections, and the appropriate levels of damping in the different modes of action of the building, the interaction of the structural framing with the non-structural components within the building, and conditions approaching failure, to insure that the mode of failure is not such as to cause calamitous or hazardous destruction and loss of life.

Correlation of analytical techniques with model tests appears to be a necessity, because of the relative impossibility of obtaining correlation with actual earthquake events. However, where fortuitous correlation is possible, the greatest use of the data obtained from the earthquake observation should be made, and correlated both with model tests and with theory, in order to permit a better interpretation of the occurrences.

Properties of Materials and Structural Elements

Although a great deal of information is available on the behavior of reinforced concrete, prestressed concrete, and precast concrete, further information is needed both on the parameters governing the properties of the materials, and on the strength and ductility of structural elements made from these materials. The influences of state of stress, rate of loading, repeated and reversed loading, temperature changes, nuclear radiation, strain aging and stress corrosion in steel reinforcement, cracking and splitting of concrete, creep and flow, shrinkage, and similar topics are of importance in all aspects of the use of concrete with reinforcement.

It is particularly important, when concrete is used to resist dynamic loads, that good information be available on bond and anchorage of reinforcement,

including prestressed or post tensioned tendons, on the shearing stresses, diagonal tension cracking, necessary web reinforcement or shear reinforcement, and on the compressive strength and ductility of concrete subjected to relatively high compressive loads combined with flexure. In addition, the tensile behavior of reinforced concrete is of great interest in connection with the overturning effect on concrete buildings. Methods of resisting collapse or damage to reinforcement in the outer columns of such buildings is of prime importance especially with narrow or slender structures and towers.

Both the strength and ductility of the various structural elements used in a building are of importance in connection with earthquake resistant design. The strength can be measured by the maximum load that the member can carry for permissible amounts of deformation corresponding to the various levels of resistance which the member can mobilize. It is of interest to have accurate information on the strength under conditions which correspond to only minor cracking and which would not require repairs in a building, as well as the level of strength and deformation that can be mobilized before collapse is imminent. This information is needed for beams, including beams with high shear combined with flexure as well as high compressive stresses; for walls deforming both in their plane and transverse to their plane, acting as slabs; for slabs or floors, with special attention to the interaction with their supporting beams and girders, and with the columns and column capitals in flat slab or flat plate construction. The proportion of the width of floor that enters into action of the floor member as part of a transverse frame is required in order to define both the stiffness and the strength of the structure.

Finally, because of increasing use of arches, domes, shells, and members having curved elements, greater attention to such members in uses involving earthquake and wind loadings is needed.

Strength and Ductility of Joints and Connections

Structural elements must be connected together to form a building. Although a great deal of information is available on structural elements, and in spite of the fact that a great deal more is needed as outlined in the preceding section, very little information of a definitive nature is available on the strength and ductility of joints and connections between members, especially those between members of different types such as the connections between columns and slabs, or between walls and girders or lintel elements. It is particularly important to define rational and accurate means of reinforcement around openings in walls to avoid damaging cracks and even failure of shear walls. The particularly unattractive and damaging "X" cracking in the portions of the walls spanning between vertical shear walls in areas where windows are located are particularly noticeable in earthquakes such as the Anchorage

earthquake; methods for designing such elements so that they will remain more nearly intact need development. This may require particular attention to the details of the reinforcement and development of means of allowing deformations to take place without crushing or shear cracking in the slender elements which tie stiffer elements together.

One of the major difficulties in reinforced concrete beam girder and column construction is the problem of arrangement of reinforcement at the joint or connection where all of the reinforcing bars meet. Ingenuity is needed in developing ways of putting together these elements, possibly with precast joint details which can be used in new ways to connect to the structural elements themselves, avoiding some of the practical difficulties involved in the construction of cast-in-place concrete frames.

Composite structures and particularly those involving the combination of precast and cast-in-place elements, have been used with great success in many applications. However, further attention to the types of details that can provide greater dynamic resistance is needed because many types of construction that are adequate for static strength do not appear to have the capabilities of resisting dynamic loads adequately. An important example is welded joints in reinforcing bars, often used in precast construction.

Much of the damping in a building arises from the energy absorption at joints and connections, although a great deal of damping may occur by interaction of nonstructural components or even structural components such as partitions with the main frame members. Further attention to the ways in which damping and energy absorption occur in joints and connections is also needed.

Strength and Ductility of Structural Systems

We have dealt with a number of components of the structure including the materials used, individual members made of these materials, the joints and connections between these members, and the like. However, the building is an assemblage of all of these parts. It consists of more than the individual members and their connections because it is built on a foundation or in the ground and interacts with the foundation when the latter is subjected to motions or when the building is subjected to loads. Hence, we are concerned with the entire structural system and its behavior under earthquake or wind loadings, or other lateral loadings. The strength of the combined system, the damping in it, and the mode of failure, can in some cases be inferred from the properties of the individual elements; however, these members interact on one another in a complex way, and in different ways for different types and directions of loading, and the interaction is a problem which must be taken into account in detail much more accurately than has been the case in the past if adequate lateral resistance to dynamic forces is to be achieved. A number of

topics are mentioned only in passing. Possibly others may be defined as well, of equal importance or perhaps of even greater importance. Nevertheless, the topics described have already been identified as causing difficulties and uncertainties, and are certainly topics on which knowledge is grossly incomplete.

The interaction of the building with its foundation may lead to energy absorption, similar to damping within the members and joints, that may have a great effect on the behavior of the building. For example, under loadings less than those which cause yielding, the damping of prestressed concrete members may be as low as only 2 percent of critical, and of reinforced concrete members with moderate crack openings may be less than 4 percent. Even when joints are present and permit greater energy absorption, these values of damping are not greatly increased. They may be compared with the damping that has been observed in major structures subjected to stresses below working stress levels, of only 0.5 percent critical or less. However, the interaction of a building and its foundation may absorb energy to an even greater extent and lead to actual effective damping values of the entire assemblage of as much as 5 to 10 percent. Inadequate information is available on this point. It is of course a function of the type of foundation and the possibilities of interaction of the basement walls, floors, footings, etc., of the building with the foundation materials.

The importance of openings in shear walls and reinforcement around such openings, and of interaction between shear walls and flexural frames when these are used in a composite way in a building assemblage has already been mentioned. The strength of a building is not necessarily the sum of the strengths of its component parts even when these are designed to act together in a composite fashion. Owing to the difference in ductility of the different components of the building, the stiffer part may fail before the more flexible part may even begin to develop its strength. This type of problem arises especially in interaction between shear walls and flexural frames in a building strengthened by both types of elements. Therefore it is essential to have information concerning the resistance-deflection relations for the various kinds of elements which stiffen a building or strengthen it against lateral forces, in order that the interaction of these various elements can be evaluated.

Among additional questions that need consideration are such topics as connections to slip formed walls, including the support of girders and beams on such walls, and the reinforcement of openings in these walls; the provision of lateral bracing in lift slab structures; the question of bonded versus unbonded prestressing tendons in prestressed concrete construction; the behavior of prestressed anchorages under dynamic loadings; and the splicing of reinforcing bars, particularly large size bars and the connection of reinforcement to foundations.

It is clear that although much is known about the behavior of reinforced and prestressed concrete buildings under dynamic loadings, much more re-

mains to be learned. It is expected that with the cooperation of the engineers from the various countries represented in this congress, many of these questions will be resolved in the near future.

References

- [1] J. A. BLUME, N. M. NEWMARK, L. H. CORNING: Design of Multistory Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions. Portland Cement Association, Chicago, 1961.
- [2] E. ROSENBLUETH: Some Applications of Probability Theory in Aseismic Design. Proceedings, World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, 1956, pages 8-1 to 8-18.
- [3] G. W. HOUSNER: Behavior of Structures During Earthquakes. Journal Engineering Mechanics Division, ASCE, Vol. 85, No. EM4, October 1959, pages 109-129.
- [4] G. W. HOUSNER: Earthquake Resistant Design Based on Dynamic Properties of Earthquakes. Proceedings, ACI, Vol. 53, 1956/57, pages 85-98.
- [5] J. A. CHENEY: Structural Analysis by Dynamic Load Parameters. Proceedings, ACI, Vol. 53, 1956/57, pages 99-111.
- [6] A. S. VELETSOS and N. M. NEWMARK: Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple Systems to Earthquake Motions. Proceedings Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1960, Vol. II, p. 895-912.
- [7] N. M. NEWMARK and A. S. VELETSOS: Design Procedures for Shock Isolation Systems of Underground Protective Structures, Vol. III, Response Spectra of Single-Degree-of-Freedom Elastic and Inelastic Systems. Report for Air Force Weapons Laboratory, by Newmark, Hansen and Associates under subcontract to MRD Division, General American Transportation Corporation, RTD TDR 63-3096, Vol. III.
- [8] N. M. NEWMARK: Current Trends in Seismic Analysis and Design of High-Rise Structures. Proceedings Symposium on Earthquake Engineering, University of British Columbia, 1965, pp. VI-1 to VI-55.
- [9] N. M. NEWMARK, C. P. SIESS, M. A. SOZEN: Moment-Rotation Characteristics of Reinforced Concrete and Ductility Requirements for Earthquake Resistance. Proc. 30th Annual Convention, Structural Engineers Association of California, 1963, p. 54-66.
- [10] R. L. JENNINGS and N. M. NEWMARK: Elastic Response of Multi-Story Shear-Beam-Type Structures Subjected to Strong Ground Motion. Proceedings Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1960, Vol. II, p. 699-718.
- [11] L. E. GOODMAN, E. ROSENBLUETH and N. M. NEWMARK: Aseismic Design of Firmly Founded Elastic Structure. Transactions, ASCE, Vol. 120, 1955, pages 782-802.
- [12] L. ZEEVAERT and N. M. NEWMARK: Aseismic Design of Latino Americana Tower in Mexico City. Proceedings, World Conference on Earthquake Engineering, Berkeley, Cal., 1956, pp. 35-1 to 35-11.
- [13] No Damage Occurred to Tallest Building. Engineering News-Record, August 15, 1957, p. 44; corrected by Editorial, E.N.R., September 5, 1957, p. 160.

V c

**Comportement dynamique des bâtiments de grande hauteur,
en béton armé ou en béton précontraint, soumis à des efforts horizontaux
(vent, séismes, explosions). Conception des joints**

N. M. NEWMARK

Professor and Head

Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana

W. J. HALL

Professor

1. Introduction

Le présent rapport a pour objet deux importants aspects du calcul et du comportement des constructions en béton armé et précontraint soumises à des charges dynamiques telles que le vent, les tremblements de terre et le souffle des explosions: 1. Un tableau succinct de l'état actuel des connaissances; et 2. L'analyse des conditions qui doivent être remplies pour que progressent nos connaissances. Par le terme «constructions» que nous utilisons ici, nous entendons une large gamme d'ouvrages comprenant les bâtiments à charpente conventionnelle, les structures avec mur de cisaillement, les structures à contour curviligne, les cuves de pile atomique ainsi que d'autres types d'ouvrages. C'est généralement d'approches empiriques ou d'analogies statiques simplifiées que procèdent les méthodes de calcul mises en œuvre en présence de charges dynamiques, car ce n'est que tout récemment que s'est répandu l'usage du calcul rationnel des ouvrages fixes sollicités dynamiquement. Ainsi qu'il en est du calcul statique, ce sont les assemblages et les joints entre éléments qui, dans le calcul dynamique, posent les problèmes les plus importants, et dans les constructions en béton armé ou en béton précontraint ces problèmes se rapportent aux particularités de mise en place et d'ancrage des armatures.

Avant d'en venir aux questions de la résistance et de la ductilité des constructions soumises à des sollicitations dynamiques, ainsi que du choix de la disposition des éléments structuraux et de la charpente, il convient tout d'abord de considérer quels principes directeurs doivent être adoptés pour le projet, les relations existant entre les méthodes de calcul à choisir, les paramètres de base,

les risques pour lesquels le projet est prévu, la fréquence d'occurrence des charges qui peuvent se manifester ou le caractère probabiliste des sollicitations attendues, ainsi que la validité des approximations adoptées par rapport aux marges admissibles qu'il faut respecter pour tenir compte des incertitudes ou faute de connaissances précises.

Principes directeurs du projet

Il peut se faire que, pendant toute la durée de sa vie utile, un ouvrage ne soit pas une seule fois soumis à un séisme de forte intensité ou même d'intensité modérée. La prise en compte de la résistance aux séismes dans l'établissement du projet peut être considérée comme constituant un certain type d'assurance. Et c'est une assurance d'un niveau raisonnable qu'il faut prendre pour se prémunir contre le risque des pertes incalculables que sont celles de vies humaines et les accidents de personnes plus ou moins graves, ou pour faire face au coût des réparations et des travaux de réfection qu'entraîneraient des dommages. L'observation de ce dernier point exige qu'en calculant les ouvrages résistants aux séismes on prenne une marge de sécurité suffisante pour rendre minimum le total des frais supplémentaires afférents au projet et du coût des travaux de réparations occasionnés par des tremblements de terre de l'intensité maximale prévue survenant au cours de la durée de service de l'ouvrage. Il faut toutefois que la marge adoptée soit en tous les cas assez grande pour prévenir des ruptures catastrophiques de nature à provoquer des pertes de vies humaines ou de graves accidents de personnes, et ce inclusivement dans l'hypothèse où surviendrait un séisme d'une intensité égale à la valeur maxima à laquelle il y ait lieu de s'attendre dans la région. L'observation de ces principes implique différentes marges de sécurité selon les types de constructions.

Ce sont les mêmes principes qui se trouvent à la base des projets calculés pour résister aux poussées du vent. Pendant la durée de service d'un ouvrage, il se peut que la poussée du vent atteigne la valeur maxima normale attendue plus souvent que ne le font les tremblements de terre, et par conséquent la marge de sécurité relative doit être alors plus grande en ce qui concerne les charges dues au vent. Mais les dispositions à prendre en vue des vents extrêmes sont de la même nature que celles relatives aux séismes d'intensité maximale.

D'autres efforts horizontaux peuvent être liés aux charges dues aux séismes ou au vent. Les efforts sismiques correspondent essentiellement à des mouvements du sol communiqués aux fondations de l'ouvrage, tandis que la poussée du vent fait intervenir des forces qui sont appliquées sur les parties aériennes de la construction. Les effets des explosions peuvent revêtir à la fois ces deux aspects: les surpressions de l'air sont semblables aux poussées du vent, et les charges enterrées ou explosant à la surface engendrent des mouvements du sol. Les chocs produits par les avions et les vitesses supersoniques, bien qu'étant

d'une nature un peu différente, peuvent d'une manière générale être rapportés aux effets des autres types d'efforts.

Toutes ces charges possèdent la propriété commune d'être, au moins dans une certaine mesure, régies par des considérations probabilistes, elles sont soumises aux lois du hasard quant à leur durée, leur intensité et même leur variation dans le temps. De nouvelles recherches doivent être consacrées à l'étude de ces caractéristiques définissant les types classiques d'efforts horizontaux; ce serait sans doute manquer complètement de réalisme que de considérer ces efforts et mouvements selon une perspective déterministe.

2. Etat actuel des connaissances

La notion de spectre de réponse

C'est sur la notion du spectre de réponse qu'est basée la manière la plus simple de considérer les conditions générales de résistance et de ductilité que doivent remplir les ouvrages résistants aux tremblements de terre. Le spectre de réponse aux mouvements sismiques est un diagramme où l'on reporte la fréquence de vibration de la réaction la plus forte, se manifestant soit lors des premiers mouvements qui s'exercent soit ultérieurement, d'un oscillateur linéaire simple tel que celui représenté à la Fig. 1 et dont la base est soumise à la séquence des mouvements sismiques. On voit à la Fig. 2 un exemple type de spectre de réponse qui correspond au tremblement de terre de la plus forte intensité qu'on ait enregistrée dans de bonnes conditions, à savoir celui du 18 mai 1940 à El Centro selon la composante horizontale nord-sud. En prenant une échelle logarithmique pour reporter les fréquences du système oscillant linéaire, on obtient un spectre de réponse plus simple et on parvient à reporter simultanément trois quantités liées qui caractérisent plusieurs aspects de la réponse maximale du système; les échelles sont indiquées sur la figure. Le déplacement maximum par rapport au sol de la masse, soit D , qui représente une mesure de la déformation maxima provoquée dans le ressort par le mouvement sismique, est reporté sur le diagramme selon les droites qui s'élèvent de la gauche vers la droite. L'accélération maxima de la masse, qui représente une mesure de l'effort maximum induit dans le ressort, est reportée selon les droites qui s'abaissent de la gauche vers la droite. Ce qui se trouve en fait reporté sur le diagramme, ce n'est pas l'accélération maxima réelle, mais quelque chose d'à peu près égal à l'accélération maxima, que l'on désigne plus précisément comme étant la pseudo-accélération maxima, A , et que définit la relation:

$$A = \omega^2 D \quad (1)$$

où ω est la pulsation de la vibration de l'oscillateur linéaire.

L'énergie maxima emmagasinée dans le ressort est donnée par l'expression :

$$\frac{1}{2} m V^2$$

où m est la masse de l'oscillateur, et V la pseudo-vitesse relative maxima, laquelle n'est pas toujours tout à fait égale à la vitesse relative maxima, mais a les dimensions d'une vitesse et est liée au déplacement relatif maximum D selon la formule :

$$V = \omega D . \quad (2)$$

On obtient les valeurs simultanées des quantités A , V et D en se reportant sur le diagramme à la courbe correspondant à la valeur propre de l'amortissement relatif du système; l'amortissement, relativement à la valeur d'amortissement critique, étant indiqué par la quantité β . Dans le spectre de réponse au séisme de la Fig. 2, les courbes tracées correspondent à 0, 2, 5, 10 et 20% de l'amortissement critique.

En appelant k la constante du ressort qui fait partie de l'oscillateur linéaire, et T la période des vibrations, la fréquence propre f est donnée par la relation :

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{k/m} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{g/u_s} \quad (3)$$

où g est l'accélération de la pesanteur et u_s la déformation statique du ressort sous le poids de la masse supposée accrochée à lui et le sollicitant verticalement.

Le spectre de réponse peut être établi aussi bien en fonction de la période que de la fréquence. On a tout simplement à retourner le diagramme sans en changer la forme.

On remarque que dans le cas de mouvements dynamiques de la base de cet oscillateur simple, tels que ceux résultant de séismes, d'explosions ou de simples impulsions communiquées à la base, le spectre de réponse a la particularité, pour les fréquences très basses, de présenter une réaction maximale de déplacement D qui est pratiquement constante et de valeur égale au déplacement maximum du sol d_m . Pour les fréquences très élevées, la pseudo-accélération maxima de la masse A est pratiquement constante et égale à l'accélération maxima du sol a_m . Dans la gamme des fréquences intermédiaires, les réactions maxima de déplacement, vitesse et accélération sont toutes amplifiées par rapport au mouvement maximal du sol, les coefficients d'amplification étant fonction du pourcentage β de l'amortissement critique que représente l'amortissement réel. Pour les valeurs de β comprises entre 5 et 10%, ces coefficients d'amplification sont respectivement, en ce qui concerne les déplacements, la vitesse et l'accélération, légèrement supérieurs à 1, d'environ 1,5 et égaux à 2,0. Divers ouvrages cités dans la bibliographie [Références 1, 2, 3, 4, 5] pré-

sentent les méthodes à suivre pour procéder au calcul des systèmes à un ou plusieurs degrés de liberté à partir des spectres de réponse.

Du fait de la relation existant entre les réactions des systèmes dynamiques aux mouvements et aux charges extérieures, il y a une équivalence entre l'intensité des charges extérieures et les charges d'inertie $-ma$. On peut donc, pour des charges telles que le vent, tracer un diagramme semblable au spectre de réponse aux séismes. Pour établir ce diagramme, il convient de prendre la force ou la pression à la place de l'accélération, et les impulsions au lieu des vitesses. Ceci étant, la partie, côté hautes fréquences, du diagramme relatif aux poussées du vent tend asymptotiquement vers une valeur qui correspond à l'intensité maxima des charges dues au vent. Il n'existe pas de borne analogue pour la partie basses fréquences du spectre; en ce qui concerne les fréquences intermédiaires, la borne avoisine vraisemblablement une asymptote horizontale dont la valeur s'obtient en multipliant la pression moyenne par la durée totale durant laquelle s'exerce le vent. On présente à la Fig. 3 le schéma d'un éventuel spectre de réponse au vent.

Conditions de résistance et de ductilité à remplir

Des figures 2 et 3 il ressort que l'intensité des forces et la quantité d'énergie devant être absorbée dans un système dynamique dépendent de l'intensité des mouvements sismiques ou de celle de la poussée du vent, mais aussi qu'un rôle important est dévolu à l'absorption d'énergie par l'ouvrage lui-même, phénomène qui correspond à l'amortissement et résulte des interactions qui se manifestent entre les divers éléments de l'ouvrage, notamment les cloisons et les autres éléments ne faisant pas partie de la charpente et réagissant avec les pièces de charpente, des pertes d'énergie dues à la liaison de l'ouvrage avec ses fondations, et aussi des pertes d'énergie dues au comportement anélastique de l'ouvrage lors de ses réactions.

Il est d'un intérêt tout particulier d'examiner de quelle manière le comportement anélastique affecte les spectres de réponse précédemment décrits à propos du comportement élastique. En considérant que le ressort de l'oscillateur linéaire présente une courbe élasto-plastique avec une limite élastique, et que la déformation maxima admissible est liée à la déformation à la limite élastique par l'intermédiaire du coefficient de ductilité μ ainsi qu'on le voit à la Fig. 4, on a alors, eu égard au comportement anélastique, ainsi qu'en font état les ouvrages cités aux références 6, 7 et 8 de la bibliographie, une réponse présentant les caractéristiques suivantes:

1. Dans la région hautes fréquences du spectre, où la réponse d'accélération est virtuellement constante, les efforts sont à peu près les mêmes dans le système anélastique qu'ils le seraient dans un système élastique ayant la même fréquence initiale.

2. Dans la partie centrale du spectre, pour les fréquences intermédiaires, où la réponse de vitesse est virtuellement constante, l'absorption totale d'énergie est à peu près la même dans le système anélastique que dans un système élastique ayant la même fréquence.

3. Dans le cas des systèmes basses fréquences, avec lesquels on a une réponse de déplacement presque constante, le déplacement du système est à peu près le même dans le système anélastique que dans un système élastique. Dans certains cas, il existe des bornes qui limitent la réponse à des valeurs encore plus faibles que celles qui correspondent aux règles précédentes. Même lorsque les efforts subsistent presque intégralement, l'énergie ne peut jamais se trouver portée au-delà de la valeur maxima du système élastique correspondant, et même lorsque l'absorption d'énergie est quasiment constante, le déplacement ne peut jamais être supérieur au déplacement relatif maximum du système élastique.

Pour ce qui concerne les bâtiments de grande hauteur, ainsi qu'on le voit en se reportant à la gamme de fréquences appropriée d'environ 0,2 à 4 Hz, il ressort des figures 2 et 3 que leur comportement se situe généralement dans la zone où soit l'énergie soit les déplacements sont conservés eu égard aux réponses aux tremblements de terre, et où les efforts sont conservés s'il s'agit des réponses aux poussées du vent. Par conséquent, la réponse ne sera généralement pas réduite du fait du comportement anélastique d'un ouvrage soumis aux poussées du vent. En revanche, s'il s'agit de charges sismiques, le comportement anélastique peut très bien réduire sensiblement les efforts en prévision desquels l'ouvrage doit être calculé.

On se trouve donc en face de plusieurs options quand on a à établir le projet d'un ouvrage apte à résister aux tremblements de terre. On peut choisir de conférer une haute résistance à l'ouvrage en le gardant toujours virtuellement élastique. Ou bien on peut opter pour la solution qui consiste à doter l'ouvrage d'une capacité d'absorption de l'énergie très élevée et à lui permettre de se déformer plastiquement. Dans ce dernier cas, on peut adopter pour le calcul de l'ouvrage des charges de beaucoup inférieures à celles que l'on serait amené à prendre dans la première solution; évidemment, il faut alors accepter l'inconvénient d'avoir un bâtiment qui risque de se déformer. Mais le degré de déformation peut être acceptable s'il n'est pas de nature à entraîner la ruine.

Autrement dit, dans le calcul d'un ouvrage résistant aux séismes, on a à établir un compromis entre la résistance et la ductilité requises, mais il faut dans tous les cas avoir une résistance suffisante pour que l'ouvrage résiste aux poussées du vent. Cependant, en raison des difficultés que présente l'obtention d'un très large degré de ductilité, il peut se révéler nécessaire d'augmenter la valeur des efforts horizontaux qui servent de base au calcul, de façon à tenir compte de la part qui peut en être mobilisée pour résister aux mouvements sismiques. Dans l'une et l'autre solutions, il importe de procéder, au cours de la construction, à des contrôles et inspections sérieux pour vérifier que la résis-

tance et, surtout, la ductilité requises peuvent se trouver mobilisées sans entraîner de rupture prématurée.

En raison des pénalités qui sont assorties à l'observation des conditions très sévères de résistance que doivent remplir les ouvrages résistants aux tremblements de terre, on a l'habitude de prendre comme bases du calcul des efforts dont la valeur est de beaucoup inférieure aux charges théoriques que l'on trouverait dans un système purement élastique. C'est ainsi que la plupart des codes de construction font intervenir un coefficient de ductilité de l'ordre de 4 à 6, voire plus élevé encore dans certains cas, et l'on doit veiller à conserver sa validité en prévoyant les éléments voulus lors de l'établissement du projet ainsi qu'en procédant aux inspections et contrôles nécessaires au cours de la construction. Ce point est étudié en détail dans le chapitre 6 de l'ouvrage cité à la référence 1 de la bibliographie.

Nature et disposition des éléments structuraux et charpente

On peut adopter différentes combinaisons d'éléments en établissant le projet d'une construction. Les bâtiments classiques en béton armé peuvent être conçus sous la forme d'un système de poutres et de poteaux constituant une ossature soumise à la flexion. Ils peuvent comporter des murs poids ou des murs de cisaillement présentant une résistance latérale à l'instar d'une poutre verticale en encorbellement; ou encore ils peuvent être constitués par des systèmes dans lesquels la charpente et des murs de cisaillement concourent à la résistance. Quel que soit l'agencement retenu, il faut qu'une résistance s'oppose à la torsion des bâtiments due à la distribution non uniforme des forces résistantes et des masses, aux irrégularités accidentelles ou bien, le plus souvent, à des variations de l'intensité des mouvements au-dessus du plan des fondations du bâtiment.

Il y a différentes valeurs de la résistance et du coefficient de ductilité inhérentes aux divers types de construction. En général, ce sont les poutres sans compression axiale qui présentent la plus forte ductilité, et chez elles le coefficient peut approcher ou même dépasser 10 si le projet est convenablement conçu et la construction convenablement exécutée; la ductilité est un peu plus faible dans les poteaux et les pièces fléchies où s'exercent de fortes compressions. Si les efforts de compression prennent une valeur proche de la résistance à la compression de la pièce, la ductilité peut être très faible. Toutefois, on peut amener la ductilité des poteaux à une valeur atteignant 5 ou 6 ou plus encore en disposant convenablement les armatures. En revanche, la situation est tout à fait différente dès lors qu'il s'agit de tractions, et en maintes circonstances la résistance est relativement nettement inférieure à celle qui intervient dans la compression du béton armé. Il convient donc de veiller à l'élimination des efforts de traction élevés sur la section brute des éléments.

Pour obtenir de hauts degrés de ductilité, il faut éviter les ruptures par

cisaillement et par compression dans les pièces fléchies. C'est-à-dire qu'on doit recourir à des armatures de compression ou qu'une limite doit être imposée à la différence des quantités d'acier des armatures de traction et de compression présentes dans une section; et il faut mettre en œuvre des armatures de cisaillement ou d'âme pour opposer une résistance à la formation de fissures dues à la tension dans les diagonales. Il est aussi nécessaire d'avoir un bon ancrage des armatures pour éviter les ruptures d'adhérence et d'ancrage. Ces questions sont étudiées en détail au chapitre 5 de l'ouvrage cité à la référence 1.

La ductilité des poutres

A partir de 1951, plusieurs recherches entreprises à l'Université de l'Illinois ont été consacrées à l'étude des diagrammes charges-déformations des pièces en béton armé. On a rendu compte en 1952 de travaux portant sur le diagramme afférent à des poutres à une travée chargées aux tiers. Il a encore été rendu compte en 1954 d'autres essais exécutés avec des poutres à une travée chargées à mi-portée par l'intermédiaire d'un ergot pour simuler un assemblage poutre-poteau.

Des essais plus récents ont été entrepris en 1960 et terminés en 1962. Ces travaux avaient pour objet de déterminer les degrés de rotation et de ductilité permis aux assemblages entre les poteaux et les poutres en béton armé coulés de façon monolithique, et d'élaborer des méthodes permettant de pré-déterminer le diagramme moments – rotations de ces assemblages. On donne ci-dessous un résumé des résultats de cette étude, d'après l'ouvrage cité en 9. On a étudié les effets des paramètres suivants:

- a) La hauteur des pièces.
- b) La présence d'armatures de compression en diverses quantités.
- c) Les effets produits par le chargement et le déchargement des pièces à plusieurs reprises, pour différentes valeurs des charges ou des déformations.
- d) L'effet produit par l'inversion des charges ou des moments, là aussi pour différentes valeurs des charges ou des déformations.
- e) L'effet des charges axiales sur les pièces, tel que se manifestant dans un poteau.

L'éprouvette utilisée est représentée à la Fig. 5. Les pièces, appuyées aux extrémités d'une portée de 12 pieds (3,65 m), ont été chargées transversalement à mi-portée par l'intermédiaire des ergots. Dix-sept éprouvettes ont subi les essais en qualité de poutres (c'est-à-dire en l'absence de charge axiale) et 11 autres en qualité de poteaux en présence d'une charge axiale, désignée par P sur la figure, appliquée à mi-hauteur et maintenue constante pendant l'application de la charge transversale. On étudiera séparément les essais exécutés avec charge axiale et ceux sans charge axiale. Toutes les éprouvettes étaient pourvues d'armatures transversales constituées par des barres à empreintes

N° 3 soudées de façon à représenter une boucle fermée et, généralement, espacées de six pouces (15 cm).

Les flèches ont été mesurées à mi-portée et en d'autres points de la travée, et l'on a procédé à de nombreuses mesures des déformations de l'acier ainsi que du béton à l'aide de jauges électriques et de jauges mécaniques.

La résistance du béton et celle de l'acier n'ont pas représenté des variables essentielles au cours des essais. La résistance sur cylindre du béton à l'époque des essais se situait normalement entre 280 et 350 kg/cm². Les armatures étaient constituées par des barres à empreintes de qualité moyenne ayant une limite élastique comprise entre 3160 et 3515 kg/cm².

Les sections des éprouvettes sans charge axiale sont représentées à la Fig. 6. Les principales variables sont la hauteur effective et la quantité d'acier des armatures de compression. La hauteur effective de 10 pouces (25 cm) qu'ont les cinq poutres du haut de la figure correspond à celle des études effectuées à l'Université de l'Illinois et des essais exécutés par Ernst à l'Université du Nebraska. Les autres poutres ont une hauteur effective de 14 pouces (35,5 cm) et 18 pouces (45,7 cm).

Toutes les poutres ont exactement la même quantité d'armatures de traction. Mais les armatures comprimées sont soit absentes, soit présentes dans une quantité égale à celle des armatures tendues ou à la moitié à peu près de celle des armatures tendues.

Les courbes de la Fig. 7 donnent une idée assez exacte du type de comportement que l'on a constaté au cours des essais. Bien qu'elles soient établies en fonction des charges et des déformations, il existe une relation directe entre les charges et les moments ainsi qu'entre les déformations et les rotations à l'ergot pour le type de pièce éprouvée. C'est la hauteur effective des poutres qui représente la variable que l'on a retenue pour tracer ces courbes; toutes les autres caractéristiques étaient essentiellement identiques.

Le premier coude brusque de chaque courbe correspond à l'écoulement de l'acier des armatures. Ainsi qu'on pouvait l'attendre, la charge à laquelle l'écoulement est survenu varie directement avec la hauteur. L'augmentation des charges au-delà de la limite élastique est principalement le fait de l'écrouissage des armatures. Pour ce qui concerne ces courbes, la seconde phase significative de la réaction des pièces est constituée par la brusque variation qui se manifeste lorsque la flèche prend une valeur de 10 à 12 pouces (25 à 30 cm). Ce point représente le moment et la déformation de rupture. Si le moment de rupture augmente avec la hauteur, ainsi qu'on peut l'attendre avec une même quantité d'armatures de tension, les déformations de rupture ne font en revanche apparaître que des différences relativement faibles.

Les traits portés sur les courbes lorsque la flèche atteint environ un pouce (2,5 cm) indiquent que l'on en est au stade, désigné sans grande rigueur comme le stade de «premier écrasement», qui correspond aux premières manifestations visibles de fissuration ou d'écrasement du béton à la surface de la partie com-

primée. Du point de vue du comportement de l'élément en tant que pièce de charpente, ce stade a peu d'importance, ainsi qu'en témoigne le fait que les courbes sont continues en ce point. Toutefois, en se plaçant d'un point de vue théorique ou analytique, ce stade correspond à la manifestation dans le béton de déformations par compression d'une intensité d'environ 0,3 ou 0,4%, et à ce stade les moments correspondent à ce que nous calculerions comme étant les moments de rupture en appliquant les théories conventionnelles du calcul à la limite semblables à celle dont fait état le Code de construction de l'ACI.

Au «premier écrasement», les dommages sont extrêmement faibles et, bien que localement l'aspect de la pièce puisse s'en trouver légèrement affecté, ils n'ont aucune importance eu égard au comportement de l'assemblage en tant que partie intégrante de la charpente. De ce point de vue, ce sont les flèches et les moments ultimes qui importent.

La Fig. 8 montre quel est l'effet qu'on obtient en ajoutant des armatures de compression. Pour connue qu'elle soit depuis déjà un certain temps, on ne soulignera jamais assez l'influence relativement importante qu'exercent les armatures de compression sur la ductilité des poutres. Quand cette ductilité est nécessaire, le meilleur moyen de l'assurer est encore d'ajouter, dans la quantité voulue, des armatures de compression.

La poutre *J-10* de la Fig. 8 ne possède que des armatures tendues. Le pourcentage d'acier étant relativement faible, cette poutre avait une assez bonne ductilité; à la rupture, la flèche était à peu près onze fois plus grande qu'à la limite élastique. Ceci étant, l'addition d'armatures de compression a quand même augmenté considérablement la ductilité constatée dans cette série de poutres. La poutre *J-14* avait approximativement deux fois plus d'acier tendu que d'acier de compression, tandis que les armatures inférieures et supérieures étaient les mêmes dans la poutre *J-13*.

Bien que les charges et les flèches à la limite élastique et au premier écrasement fussent quasiment les mêmes dans les trois poutres, la présence d'armatures de compression a entraîné une augmentation significative tant de la charge ultime que de la flèche à la rupture. C'est essentiellement à l'écrouissage de l'acier des armatures tendues qu'est dû l'accroissement de la charge ultime; des déformations de l'acier de l'ordre de 10% n'étaient pas inhabituelles. On pourra remarquer que le fait de doubler la quantité d'acier des armatures comprimées, comme on l'a fait dans la poutre *J-13* par rapport à la poutre *J-14*, n'a pas provoqué une augmentation comparable de la flèche à la rupture, bien que les ductilités de l'une et l'autre de ces poutres fussent manifestement plus que suffisantes. La seule explication qu'on puisse y trouver, c'est que la poutre *J-13* supportait la charge la plus forte de toutes les poutres de la série et que l'effort tranchant engendré par cette charge était suffisant pour provoquer l'écoulement de l'acier des armatures transversales. Le résultat a été que la rupture de cette poutre a présenté une sorte de faille, un cisaillement, et l'on serait tenté d'appeler cette rupture une rupture par cisaillement si elle ne s'était

produite à une flèche de 14 pouces (35,5 cm) et à une charge supérieure d'environ 50% à la limite élastique.

Le comportement des poutres soumises à des chargements répétés et alternés

Nous allons maintenant en venir au comportement des poutres soumises à des répétitions de charges. Dans chacun des essais, on a complètement supprimé les charges pour les appliquer ensuite à nouveau à plusieurs reprises. On trouvera à la Fig. 9 le diagramme charges – déformations relatif à une poutre dépourvue d'armatures de compression et soumise à cet essai. Les résultats font ressortir que le fait de supprimer les charges et de les appliquer à nouveau n'a que peu ou pas du tout d'effet sur la capacité de chargement ainsi que sur la ductilité à la rupture.

En ce qui concerne les poutres possédant la même quantité d'armatures de compression et de tension, le diagramme charges – déformations montre que le fait de charger et décharger une poutre de cette sorte jusqu'à six fois de suite au-delà de la limite élastique n'a que peu ou pas d'effet sur sa capacité de chargement et sa ductilité.

Ainsi qu'on peut le voir à la Fig. 9, après chaque déchargement, la courbe de rechargement restait approximativement linéaire jusqu'à ce que la charge atteignît une valeur très proche du maximum précédemment atteint. Mais la pente de la courbe de rechargement devient tout de même de moins en moins forte à mesure que le rechargement s'effectue avec une flèche plus accentuée. Autrement dit, la rigidité de la poutre diminue à mesure qu'augmente la déformation plastique au-delà de la limite élastique. Ce phénomène a été d'une constance étonnante dans chacune des poutres éprouvées.

Les essais d'alternance ont porté sur trois poutres, et l'on voit à la Fig. 10 le diagramme charges – déformations afférent à l'une d'elles, la poutre *J-7*. Cette poutre avait une hauteur effective de 18 pouces (45,7 cm) et possédait des armatures inférieures et supérieures identiques. Sur cette même figure est tracée également l'*enveloppe* du diagramme charges – déformations de la poutre *J-6*; cette enveloppe est la partie du diagramme qui reste quand on s'abstient de porter les courbes de déchargement et de rechargement. Cette poutre était presque identique à la poutre *J-7* mais elle n'a été chargée que vers le bas. Afin de permettre une comparaison avec la courbe *J-7*, on a toutefois tracé la courbe *J-6* pour les deux sens de chargement.

La poutre *J-7* a d'abord été chargée vers le bas puis vers le haut à environ 5,4 t, 8,1 t, 13,6 t et 15,8 t. Cette dernière charge de 15,8 t représentait une charge plastique, et ce dans les deux sens puisque la poutre avait des armatures symétriques. Elle a été ensuite chargée à une flèche d'environ $\frac{3}{4}$ à 1 pouce (1,9 à 2,54 cm), dans chaque sens, valeur qui correspondait au premier écrasement visible du béton à la surface de la partie comprimée adjacente au tronçon

de poteau. L'alternance suivante a provoqué une flèche d'environ 3 pouces (7,6 cm), d'abord vers le bas, ensuite vers le haut. Pour finir, on a chargé la poutre vers le bas jusqu'à la rupture.

L'enveloppe du diagramme charges – déformations de la poutre *J-7* est, à tous les stades, tout à fait comparable à celle relative à la poutre *J-6* dont le chargement ne s'est fait que dans un sens. Les charges maxima qui ont été supportées sont à très peu de chose près les mêmes, mais la flèche correspondante était un peu plus faible dans la poutre *J-7* que dans la *J-6*: 6,7 pouces (17 cm) au lieu de 9 pouces (22,8 cm).

La pente des courbes de mise en charge consécutives à une alternance accuse un effet Bauschinger très net. Autrement dit, après un chargement alterné, la courbe de mise en charge a une pente beaucoup moins forte que la courbe initiale de chargement. Mais s'il ne s'agit que d'efforts répétés, avec seulement des déchargements et des chargements dans le même sens, sans changement de signe des efforts, la rigidité réduite est tout à fait comparable à celle dont témoigne la figure précédente.

La ductilité des poteaux

Jusqu'à présent, il a exclusivement été question de poutres; c'est-à-dire d'éléments sans charge axiale. Avec elles, il est assez facile d'assurer une bonne ductilité. Mais la présence d'une charge axiale, telle qu'elle se manifeste dans un poteau, a pour effet de réduire la ductilité disponible, comme le montre la Fig. 11. La courbe tracée sur la partie de gauche représente un diagramme classique des interactions charge axiale et moment. La courbe en trait plein représente la combinaison des charges axiales et des moments qui provoquera le premier écrasement ou la première fissuration du béton tel que calculé d'après la méthode classique à la rupture et en admettant que l'écrasement survient à une déformation du béton égale à 0,4%. Le point anguleux correspond à la charge d'équilibre, au-dessus de laquelle l'écrasement du béton précède l'écoulement de l'acier tendu et au-dessous de laquelle c'est l'inverse qui se produit. Au-dessous de ce point, la courbe tracée en traits interrompus indique la valeur du moment à laquelle l'acier tendu commence à s'écouler. Comme on peut le voir, les moments correspondant à l'écoulement et à l'écrasement sont très proches l'un de l'autre avec ces hypothèses, car l'acier se trouve encore dans la partie en palier du domaine plastique lorsqu'on admet qu'est atteint dans le béton le point où commence l'écrasement.

Les courbes représentées à la partie droite de la Fig. 11 donnent les courbures qui correspondent aux différentes valeurs de la charge axiale du diagramme d'interaction tracé à gauche. La courbe en trait plein se rapporte à la courbure qui se manifeste lors du «premier écrasement», tandis que la courbe en traits interrompus indique la valeur de la courbure au premier écoulement

de l'acier des armatures. Au-dessus du point d'équilibre, il n'y a plus qu'une courbe étant donné que l'écoulement de l'acier ne précède plus le début de l'écrasement du béton.

On peut considérer que le rapport de la courbure au premier écrasement à la courbure lors de l'écoulement constitue une mesure de la ductilité; du moins, de la ductilité qui correspond au stade défini par l'écrasement, car on a montré que ce degré de ductilité n'est qu'une fraction de celle qui peut se manifester avant que la pièce ne se rompe. Néanmoins, en rapportant les charges aux courbures, on constate que la ductilité diminue quand la charge axiale augmente.

On a exécuté des essais sur onze pièces pour analyser l'influence des charges axiales sur la ductilité utilisable. Les charges axiales appliquées étaient de 11,3 t, 22,7 t et 34 t, valeurs qui correspondent aux niveaux indiqués à la Fig. 11.

Les éprouvettes étaient du même type général que celles représentées à la Fig. 5, et les caractéristiques de leur section sont indiquées à la Fig. 12. Toutes les pièces avaient des armatures inférieures et supérieures identiques. Les deux séries d'essais les plus importantes (les deux de la gauche sur la figure) ont été exécutées avec des pièces dont les armatures longitudinales représentaient soit le pourcentage d'acier, assez faible, de 1,1%, soit celui de 5,6% rapporté à la section brute du poteau. La troisième série était d'une portée beaucoup plus limitée et ne représentait que le prolongement d'une des séries d'essais sur les poutres qu'on a décrites plus haut. Comme on l'a déjà dit, la résistance du béton et la limite élastique des armatures se sont révélées pratiquement les mêmes dans toutes les éprouvettes.

Les résultats de la première série d'essais sont indiqués à la Fig. 13, sous la forme de courbes moments – flèches. Les moments qui sont reportés sont les moments globaux qui s'exercent dans la section critique à la surface de l'ergot; c'est-à-dire la somme des moments dus aux charges transversales venant de l'ergot et des moments dus aux charges axiales appliquées avec une excentricité égale aux flèches mesurées.

La flèche et le moment lors de l'écoulement augmentent tous deux avec la valeur de la charge axiale, ainsi que le laisse prévoir le diagramme d'interaction. Le moment à l'écrasement est très proche du moment à l'écoulement, et l'on constate, de la part de la flèche au stade de l'écrasement, une légère tendance à diminuer quand augmente la charge axiale, mais cet effet est un peu moins prononcé que ne l'indique le diagramme d'interaction. Toutefois, ainsi qu'il en a été avec les pièces sans charge axiale, le premier écrasement est un stade dépourvu de toute signification eu égard au comportement tel que l'expriment ces courbes moments – flèches. Comme auparavant, les flèches à la charge ultime ont été plusieurs fois supérieures aux flèches au premier écrasement. Mais on a généralement constaté que l'augmentation de la charge au-delà de la limite élastique et du point d'écrasement était moindre à mesure que

la charge axiale devenait plus élevée. C'est là un phénomène compatible avec l'effet qu'ont les charges axiales en diminuant les déformations de traction et, partant, réduisant la mesure dans laquelle l'acier, par ses déformations, se trouve amené dans la zone d'écroutissage. Et finalement, on peut constater une nette diminution de la flèche à la rupture parallèlement à l'accroissement de la charge axiale, bien que ce ne soit nullement la règle. Par exemple, la poutre *J-30*, dont la charge axiale était de 22,7 t, a présenté une flèche à la rupture qui était plus grande que celle de la poutre *J-29* dont la charge axiale était deux fois moindre.

On a obtenu des courbes similaires avec des poteaux dont le pourcentage d'acier n'était que de 3,3% par rapport à la section brute et dans des essais poussés seulement jusqu'à une charge axiale maxima de 22,7 t. Les résultats sont tout à fait semblables à ceux de la Fig. 13. Là aussi, la ductilité est très forte au-delà de l'écrasement mais a tendance à diminuer légèrement quand la charge axiale s'élève.

A la Fig. 14 sont présentés les résultats relatifs à un poteau n'ayant que 1,1% d'acier. Bien que ces conditions ne soient guère représentatives de celles régnant normalement dans un poteau calculé pour travailler à la flexion sous des efforts horizontaux, on les a néanmoins retenues en raison du type de comportement qui leur correspond et qui est légèrement différent par rapport à l'ensemble des essais conduits avec une charge axiale. Il est tout d'abord à remarquer que, dans le cas des poteaux avec une charge axiale de 11,3 t et 22,7 t, le moment a tendance à diminuer au-delà du point qui représente l'écrasement. Avec une charge axiale de 34 t, cette chute est très nette. La raison en est que, en dehors de la zone comprise entre les barres, le béton s'est fissuré à la partie supérieure et sur les côtés des poutres jusqu'à la fibre neutre, provoquant ainsi une diminution du bras de levier assurant la résistance interne. Dans les poteaux supportant une charge axiale de 11,3 t et de 22,7 t, cette réduction du bras de levier a été compensée par un accroissement de la résistance de l'acier à son entrée dans le domaine d'écroutissage. En revanche, dans la poutre *J-27*, dont la charge axiale était de 34 t, l'acier n'a jamais atteint le domaine d'écroutissage, et sa résistance est donc restée au niveau de la limite élastique. Il en est résulté qu'à mesure de l'éclatement du béton la réduction du bras de levier s'est accompagnée d'une réduction de la capacité de résister aux moments. Ce n'est toutefois qu'une fois atteinte une flèche de 4 pouces (10 cm) environ que ce poteau s'est en fait rompu.

Importance des conditions de ductilité

Les recommandations dont il est fait état dans l'ouvrage cité à la référence 1 sont basées sur l'emploi d'un coefficient de ductilité qu'on définit, après représentation du diagramme contraintes-déformations au moyen d'une approxi-

mation élasto-plastique équivalente, comme étant le rapport de la déformation maxima à la déformation effective à la limite élastique. La conclusion était que des coefficients de ductilité de l'ordre de 4 à 6 étaient suffisants pour mobiliser la capacité d'absorption d'énergie requise pour appliquer utilement les méthodes de l'«Uniform Building Code». Les méthodes proposées étaient jugées prudentes, étant donné que la ductilité qui était prévue à l'endroit des formes recommandées était en général considérée comme étant bien inférieure à la ductilité qui serait réellement obtenue dans des ouvrages en béton armé convenablement exécutés.

Les résultats présentés montrent qu'il en est en effet bien ainsi. Par exemple, on trouve à la Fig. 7 des coefficients de ductilité qui, mesurés, se révèlent présenter une marge de 20 à 30 fois excédentaire. D'une manière générale, la ductilité qu'offrent les poutres et les pièces fléchies est plus que suffisante. Mais des problèmes plus sérieux se posent à propos des éléments appelés à supporter des efforts de compression s'ajoutant à la flexion.

Il convient de noter que ces difficultés ne sont pas particulières à tel ou tel matériau. Tous les matériaux sont l'objet de problèmes de ductilité lorsque des efforts de compression se trouvent combinés à la flexion. Dans les pièces métalliques, c'est le flambement qu'il faut considérer et, dans la maçonnerie et le béton armé, c'est l'écrasement. Néanmoins, si l'on prête aux formes toute l'attention voulue, il est possible d'obtenir la ductilité requise dans les poteaux en béton armé. La Fig. 15 en donne un exemple, avec ses courbes d'interaction relatives à des poteaux en béton armé à la charge ultime. La courbure à l'«écrasement» est légèrement supérieure à celle qui existe lors du début de l'écoulement. On voit que le rapport courbure à la charge ultime / courbure à l'écrasement, dont la valeur est inférieure à celle du coefficient de ductilité, est suffisamment élevé pour les valeurs de la charge axiale correspondant à la partie de la courbe située au-dessous du point anguleux, au-dessous de la charge d'«équilibre». En affectant une valeur raisonnable aux contraintes de compression admissibles, on arrive à des charges ne dépassant pas 22,7 t dans le cas du poteau pris comme exemple, ce qui est bien inférieur à la limite à laquelle la ductilité tombe à des valeurs minima.

C'est la même conclusion qu'exemplifie la Fig. 16 où sont comparées les courbes moments – flèches théoriques et expérimentales. La comparaison est faite pour une charge de 22,7 t. On obtient des résultats semblables avec des charges de 11,3 t et 34 t à propos desquelles on a réuni des résultats expérimentaux. On en conclut que les flèches et ductilités, telles que mesurées, sont largement supérieures aux valeurs théoriques et, partant, supérieures aux limites minimales imposées dans les méthodes de calcul du manuel.

Les résultats de la totalité des essais qui ont été effectués sont réunis à la Fig. 17 pour donner une mesure du coefficient de ductilité réel mis en évidence par des essais et s'appliquant aux poutres ainsi qu'aux poteaux, et l'on compare ces valeurs expérimentales avec la courbe empirique qui était antérieurement

utilisée pour avoir une mesure de la ductilité du béton armé et dont l'équation est :

$$\frac{10}{p - p'} \text{ avec une limite supérieure égale à 20,}$$

où p est le pourcentage d'acier tendu et p' le pourcentage d'acier comprimé. Ainsi, avec 2% d'acier tendu et 1% d'acier comprimé, on obtiendrait une ductilité de 10 d'après cette équation.

Les cercles pleins de la courbe correspondent à des pièces fléchies sans charge axiale. A l'exception d'un seul, ils sont tous situés nettement au-dessus de la courbe empirique. D'une manière générale, les valeurs moyennes sont approximativement le double de celles données par l'équation. Cette équation n'est pas applicable pour les valeurs qui annulent le dénominateur. La recommandation a été faite de ne pas prendre, pour les coefficients de ductilité, des valeurs supérieures à 20 dans le cas du béton armé. Cela semble être un point de partage raisonnablement prudent pour les pièces fléchies. On a aussi porté sur le graphique des points correspondant aux poteaux avec charge axiale et présentant les proportions indiquées à la Fig.12. Les nombres qui accompagnent les cercles blancs indiquent la valeur de la charge axiale. Pour des charges axiales de 11,3 t, un coefficient de ductilité de 20 est raisonnablement prudent, mais il ne l'est plus dans le cas de charges axiales plus élevées. Néanmoins, pour toutes les charges axiales inférieures ou égales à 22,7 t, les coefficients de ductilité étaient supérieurs à 15 et, avec des charges axiales de 34 t, ils étaient encore supérieurs à 6.

C'est en général de la façon suivante qu'on peut obtenir la ductilité dans le béton armé: 1. en prévoyant des armatures de cisaillement permettant de prendre en compte la faiblesse du béton au cisaillement ou, plutôt, aux efforts de traction obliques; 2. en veillant à ce que les conditions d'adhérence et d'ancrage soient telles que les armatures remplissent effectivement le rôle qu'on attend d'elles; 3. en évitant un trop fort pourcentage d'acier tendu ou bien en ajoutant la quantité voulue d'acier comprimé, et 4. en prévoyant une étreinte du béton dans les zones fortement comprimées à l'aide de frettes, ordinaires ou hélicoïdales, ou de ligatures étroitement rapprochées.

Méthodes d'analyse sous-jacentes au calcul

Il existe trois types nettement différents de méthodes d'analyse applicables au calcul des constructions sollicitées dynamiquement.

La méthode d'analyse la plus élaborée et la plus compliquée est celle qui consiste à utiliser des processus types de mouvements ou de charges, variant dans le temps, pour calculer la réponse de l'ouvrage ou établir un projet préliminaire de l'ouvrage qu'on a à calculer. Si l'on prend toute une série de pro-

cessus pour prendre en compte le caractère probabiliste des mouvements sollicitant l'ouvrage, ou que l'on procède à des analyses pour différents types fondamentaux de séquences de mouvements et qu'on les combine en faisant intervenir les composantes probabilistes appropriées, on peut arriver à obtenir les distributions de probabilités des réponses de l'ouvrage considéré. Les études de cette sorte exigent des calculatrices réellement complexes et prennent beaucoup de temps. De plus, elles ne se prêtent pas à l'établissement d'un projet préliminaire. Cette façon de procéder permet seulement d'étudier les constructions déjà conçues.

La seconde méthode d'analyse fait intervenir les spectres de réponse et la combinaison des divers modes de réponses d'une construction dont on a déjà établi un projet préliminaire, et ce en appliquant les techniques décrites, à propos des spectres de réponse, dans les ouvrages cités aux références 1 à 5. La marche à suivre est pour l'essentiel la suivante quand on analyse les différents modes de déformation d'une construction. On peut définir une limite supérieure de l'effort en tout point, ou bien des valeurs prises par un quelconque paramètre de réponse, en prenant comme limite supérieure la somme des valeurs absolues du paramètre de réponse en question considéré relativement à chacun des modes [Référence 10]. On obtient toutefois une meilleure mesure de la valeur la plus probable du maximum de ce paramètre de réponse en prenant la racine carrée de la somme des carrés des réponses maxima relativement à chacun des modes, à moins que leur nombre soit relativement faible [Référence 11]. Et il en est ainsi du fait que c'est à des époques différentes, non pas simultanément, que les diverses réponses modales atteignent leur valeur maxima. L'application de cette méthode exige donc elle aussi que le projet de la construction soit déjà établi, puisqu'il est nécessaire d'en connaître le type et les dimensions.

La troisième méthode consiste essentiellement à appliquer l'un des différents procédés empiriques dans lesquels on admet, par hypothèse, l'existence d'un certain type de distribution des forces ou des accélérations sur la hauteur de la construction, en spécifiant la valeur maxima des efforts en un point donné ou sur un plan donné. C'est de ce type qu'est la méthode appliquée dans les spécifications de l'Uniform Building Code. Cette façon de procéder a l'avantage de pouvoir servir à établir un projet préliminaire étant donné qu'elle ne repose pas sur la connaissance d'un ouvrage déjà conçu, mais elle peut présenter certaines imprécisions du fait qu'il n'est pas tenu compte des détails d'agencement ni des caractéristiques d'une construction déterminée. En général, quand un constructeur adopte un procédé empirique ou part d'un critère proposé par un code de construction, il fait en sorte de choisir eu égard à sa méthode de calcul des paramètres tels que les résultats de son analyse soient raisonnablement concordants avec ceux que fourniraient les analyses plus précises répondant à l'un ou à l'autre des deux types précédents.

3. Conditions pour un progrès des connaissances

Idées générales

Pour améliorer l'efficacité des méthodes mises en œuvre dans l'établissement des projets de constructions aptes à résister aux tremblements de terre, il est nécessaire de recueillir de nouvelles données, et ce tant à partir de travaux de recherche complémentaires que de l'observation des phénomènes qui se produisent réellement. Le besoin essentiel est celui d'une meilleure observation des mouvements réels qui interviennent dans les séismes de forte intensité. Malheureusement, parmi les récents tremblements de terre, seuls quelques-uns, relativement peu nombreux, sont survenus dans des régions où l'on disposait d'un appareillage suffisant pour enregistrer complètement les séquences des mouvements provoqués par le séisme. Sans ces enregistrements, il s'est révélé difficile, pour ne pas dire presque impossible, d'interpréter les dommages constatés en les rapportant à leurs causes. A l'annexe 4 «Earthquake Engineering» du rapport «Earthquake Prediction» non encore publié qu'ils ont présenté en 1965 au Federal Office of Science and Technology, le Dr G.W. Housner et le Dr D.E. Hudson s'expriment ainsi :

«Ces dernières années, le monde a été secoué par une série importante de séismes destructeurs : le Mexique en 1957, le Chili en 1960, Agadir en 1960, l'Iran en 1962, Skopje en 1963 et l'Alaska en 1964. Pour aucun de ces tremblements de terre, il n'y a pas eu même une seule mesure des mouvements du sol dans la zone des destructions. Il n'y a que quelque 80 appareils actuellement en service aux Etats-Unis. Ce n'est qu'après le séisme de 1964 et l'enregistrement de plusieurs répliques que des appareils ont été installés en Alaska. Le récent séisme de Niigata (Japon) qui s'est produit en 1964 a clairement fait ressortir l'importance qui s'attache à l'équipement, en appareils de mesure, des régions que l'on ne considère généralement pas comme particulièrement exposées aux mouvements sismiques. Bien que Niigata ne fût pas situé dans une zone considérée par les séismologues japonais comme étant la plus active, on y avait installé ainsi qu'à Akita, à quelque 150 km de là, des accélérographes pour mouvements de forte intensité. D'importants enregistrements accélérographiques ont été réalisés en l'un et l'autre endroits, et l'on en a tiré une interprétation différente de celle à laquelle on serait arrivé en l'absence de ces enregistrements.»

Outre le nécessaire pour la mesure des puissants mouvements sismiques réels dans les différentes régions, on a aussi besoin de prévoir l'équipement des constructions avec des appareillages permettant de déterminer leur réponse. Le seul bâtiment à être même seulement passablement équipé à cet effet et pour lequel on dispose d'enregistrements pris lors d'un séisme est la Tour d'Amérique Latine de Mexico [Référence 12]; ils donnent les déformations relatives des premier, vingt-cinquième et trente-neuvième étages lors du grand tremble-

ment de terre du 28 juillet 1957. Et précisément, ces mesures se sont révélées concorder étroitement avec les mouvements relatifs prévus conformément à l'interprétation faite à partir des efforts tranchants prévus dans ces étages en se basant sur l'analyse des modes de déformation de la construction effectuée pour l'établissement du projet [Référence 13].

Bien que l'on puisse tirer beaucoup d'enseignements de l'évaluation des dommages et de l'observation des ruptures provoqués par les séismes, on en obtiendra beaucoup plus s'il est possible de les rapporter aux efforts et aux mouvements qui sont à leur origine. La grande difficulté devant laquelle se trouve le chercheur est bien sûr le fait que les tremblements de terre ne sont pas prévisibles et que, par conséquent, si l'on veut avoir une chance d'établir des corrélations, il faut équiper d'appareils de mesure un nombre de régions et de constructions beaucoup plus grand que le nombre de celles dont il y a lieu d'attendre l'occasion de réaliser des enregistrements. Il est impératif d'élaborer un programme bien coordonné en vue de la mise en place d'appareils de diverses sortes propres à mettre en lumière les mouvements bruts qui se produisent ainsi que les réactions des constructions. Seconde condition à remplir: les résultats de ces observations doivent être portés à la connaissance des membres de la profession afin de conférer une meilleure précision au calcul des ouvrages résistants aux séismes et de le rendre plus économique.

La situation est presque aussi mauvaise en ce qui concerne les charges de forte intensité dues au vent. Mais les tempêtes sont beaucoup plus fréquentes que les tremblements de terre, et les appareillages ont ainsi plus de chances de réaliser des enregistrements pendant la durée de service d'un ouvrage équipé en prévision des poussées du vent que lorsque l'équipement est de nature sismique. A maints égards, toutefois, ce sont les mêmes types d'appareils qui, pour le vent et pour les séismes, permettent de déterminer les caractéristiques et les niveaux des réponses des constructions.

Parmi les autres domaines nécessitant des recherches, citons l'étude de méthodes appropriées au calcul des fondations, l'étude du comportement des fondations sollicitées par des efforts sismiques y compris la liquéfaction du sol sous la couche de fondation, ainsi que d'autres questions dont certaines seront plus loin évoquées de façon plus détaillée. Une attention plus grande doit être donnée aux dispositions à prendre pour protéger les vies humaines en choisissant les éléments et la charpente qui conviennent, afin d'éviter les dommages importants pouvant amener des pertes de vies humaines chaque fois que c'est possible en adoptant un meilleur type de construction. Il convient enfin d'encourager le développement d'idées entièrement nouvelles et de nouveaux types de constructions. Il existe des méthodes de calcul et des codes de construction standard que l'on peut suivre avec une sécurité raisonnable quand il s'agit de charpentes et de formes structurales classiques, mais il y a beaucoup à faire à propos des constructions non courantes du type de celles que mettent en œuvre les solutions architecturales modernes.

Meilleure description des intensités des charges et des mouvements

Ce sont les mouvements du sol et la force extérieure agissant sur la construction qui, pour les séismes et le vent respectivement, représentent le paramètre d'entrée qui nécessite d'être étudié. Dans l'un et l'autre de ces cas, on a besoin de mieux connaître l'intensité des efforts et des mouvements. En ce qui concerne spécifiquement les mouvements sismiques, il est nécessaire de savoir quelles sont la nature et les interactions des mouvements horizontaux et verticaux pour pouvoir mieux apprécier le comportement des constructions soumises à ces mouvements combinés. Pour certains types de constructions, un intérêt s'attache aussi aux mouvements qui se produisent à l'endroit ou à proximité d'une faille ainsi qu'aux effets des mouvements des failles tout près d'un bâtiment ou au-dessous de lui. Pour mieux comprendre les problèmes sismiques, il importe au premier chef de connaître le comportement du sol et de la roche sous l'action des charges sismiques, car les efforts transmis aux structures édifiées sur le sol ou dans le sol en participent. D'une importance particulière sont les effets des fouilles étendues ou profondes pratiquées sous les bâtiments pour les caves, ainsi que le raccordement des canalisations aux bâtiments et l'ancrage des bâtiments de grande hauteur dans la roche en vue de prévenir les difficultés qui pourraient se manifester du fait des tendances au renversement.

Pour ce qui concerne les efforts dus au vent, il apparaît nécessaire d'arriver à une connaissance plus précise de l'intensité relative des poussées du vent aux différents niveaux des bâtiments ainsi que des aspirations et pressions locales qui s'exercent autour d'eux; on comprend maintenant assez bien ces effets, et des essais sur modèles en soufflerie ont été exécutés et pourront encore être exécutés pour achever d'éclairer ces problèmes. Toutefois, eu égard aux séismes aussi bien qu'au vent, la condition préalable à une meilleure définition des niveaux admissibles à adopter au stade des études est d'arriver à une interprétation plus précise des effets que les mouvements communiqués aux bâtiments exercent sur leurs occupants.

Etablissement de méthodes de calcul

Au cours des dernières années, on a développé de façon très détaillée des méthodes de calcul appropriées aux sollicitations dynamiques, mais il n'en reste pas moins que de nouvelles recherches sont nécessaires en vue, par exemple, de définir pour le calcul préliminaire de meilleures méthodes simplifiées prenant en compte une plus grande proportion des paramètres qui interviennent dans le calcul du bâtiment, tels que le choix du type de charpente, des matériaux à utiliser, des masses et des rigidités en fonction de la hauteur, etc. Il faut arriver à un compromis entre la simplicité et le caractère de généralité que doivent posséder ces méthodes. Peut-être serait-il opportun d'avoir plu-

sieurs méthodes à appliquer successivement, de façon à commencer par un calcul préliminaire très simple pour, ensuite, le corriger en recourant à des techniques un peu moins simples en effectuant le second pas de calcul et, finalement, reconsidérer l'étude en exécutant un calcul plus poussé à l'aide d'un calculateur.

La phase suivante fait évidemment intervenir des calculs plus élaborés à exécuter, en général, avec des calculatrices numériques très rapides pour revoir de façon plus détaillée, dans les cas spéciaux, la validité des calculs. Un nouvel effort doit être fait pour simplifier ces méthodes en permettant d'obtenir une meilleure précision eu égard aux hypothèses faites dans le calcul. Ces techniques doivent prendre en compte le comportement des joints et des assemblages, les niveaux d'amortissement appropriés pour les différents modes de comportement du bâtiment, les interactions de la charpente avec les éléments qui n'en font pas partie ainsi que les conditions au voisinage de la rupture, de façon à s'assurer que le mode de rupture n'est pas de nature à entraîner des destructions périlleuses ou catastrophiques et des pertes de vies humaines.

En raison de la quasi impossibilité dans laquelle on est d'établir des corrélations au moyen des phénomènes sismiques réels, il apparaît nécessaire de rapporter les méthodes théoriques aux essais sur modèles. Cependant, lorsque le hasard veut qu'il soit possible d'établir une corrélation, il convient de tirer tout le parti possible des données fournies par l'observation des séismes, en les rapportant aux essais sur modèles ainsi qu'à l'analyse théorique, afin de permettre une meilleure interprétation des phénomènes.

Propriétés des matériaux et des éléments de charpente

Bien que l'on dispose déjà de nombreux éléments d'information sur le comportement du béton armé, du béton précontraint et du béton préfabriqué, on a besoin d'en recueillir encore d'autres tant sur les paramètres régissant les propriétés des matériaux que sur la résistance et la ductilité des pièces de charpente exécutées à partir de ces matériaux. Entre autres questions similaires, les effets de l'état des contraintes, de la vitesse de chargement, des répétitions et l'alternances d'efforts, des variations de température, des radiations d'origine nucléaire, du vieillissement et de la corrosion des armatures métalliques, de la fissuration et de l'éclatement du béton, du fluage y compris celui dû au caractère trop liquide du béton, du retrait, etc. sont des problèmes importants dans tous les emplois du béton avec des armatures.

Quand le béton doit supporter des charges dynamiques, il est particulièrement important d'être bien documenté sur l'adhérence et l'ancrage des armatures, y compris les éléments tendus précontraints ou à liaison ultérieure, les contraintes de cisaillement, la fissuration due aux tractions obliques, les armatures d'âme ou de cisaillement nécessaires ainsi que sur la résistance à la compression et la ductilité du béton soumis à la fois à des compressions relative-

ment élevées et à la flexion. De plus, le comportement du béton armé travaillant à la traction présente un grand intérêt au sujet de l'effet de renversement qui s'exerce sur les constructions en béton. C'est une importance capitale, spécialement dans le cas de formes étroites ou élancées et de tours, que revêtent les méthodes permettant d'assurer la résistance à la ruine ou aux dommages des armatures des poteaux extérieurs de ces bâtiments.

Tout à la fois la résistance et la ductilité des différents éléments de charpente mis en œuvre dans un bâtiment ont une importance en ce qui concerne le calcul d'un ouvrage résistant aux tremblements de terre. On peut mesurer la résistance en prenant la charge maximum que l'élément peut supporter eu égard aux taux de déformation admissibles qui correspondent aux différentes valeurs de la résistance que l'élément peut mobiliser. Il est intéressant d'avoir des données précises tant sur la résistance qui se manifeste dans les conditions qui correspondent à simplement une légère fissuration que sur la résistance et les déformations qui peuvent être mobilisées avant que la ruine ne menace. Cette information est nécessaire dans le cas des poutres, en y comprenant les poutres soumises à un effort tranchant important combiné à la flexion ainsi qu'à de fortes compressions; également avec les murs se déformant à la fois dans leur plan et transversalement par rapport à lui, faisant office de dalles; dans le cas des dalles ou des planchers aussi, en portant une attention particulière aux interactions avec les poutres et poutrelles qui les soutiennent ainsi qu'avec les poteaux et leurs chapiteaux dans les exécutions en dalle plane ou en plaque plane. Pour déterminer tant la rigidité que la résistance de l'ouvrage, il faut connaître quelle est la partie de la largeur du plancher qui intervient dans l'action de la pièce de plancher en tant qu'élément de la charpente transversale.

Enfin, étant donné la multiplication des arcs, des dômes, des voiles et des pièces comportant des éléments courbes, il apparaît nécessaire de prêter plus d'attention à toutes ces pièces dans les emplois qui les exposent aux charges sismiques et aux poussées du vent.

Résistance et ductilité des joints et des assemblages

Pour former un bâtiment, il faut assembler les pièces de charpente les unes aux autres. Bien qu'on dispose d'une vaste documentation sur les pièces de charpente, et bien que beaucoup plus soit nécessaire ainsi qu'on l'a vu au chapitre précédent, on ne connaît en fait pas grand-chose de vraiment définitif sur la résistance et la ductilité des joints et des assemblages entre les pièces de charpente, plus particulièrement entre les pièces de types différents que sont par exemple les dalles et les poteaux, ou encore entre les murs et les poutrelles ou les éléments des linteaux. Il importe tout spécialement de définir des moyens rationnels et précis assurant un renforcement autour des ouvertures ménagées dans les murs, afin d'éviter que des fissures affectent les murs de cisaillement ou

même que ceux-ci viennent à se rompre. Les séismes tels que celui d'Anchorage donnent lieu à des observations spécialement évidentes touchant les fissures en «X», aux effets particulièrement inesthétiques et néfastes, qui apparaissent dans les voiles qui réunissent les murs de cisaillement dans les régions des fenêtres; il convient de développer des méthodes de calcul propres à ces éléments, de façon à leur conserver une meilleure intégrité. Cette démarche peut exiger qu'on porte une attention particulière aux détails des armatures et à la mise en œuvre de moyens permettant que des déformations se produisent sans qu'il y ait d'écrasement ni de fissuration due aux cisaillements dans les éléments élancés qui entrent en contact avec les éléments plus rigides.

L'une des principales difficultés qu'on rencontre dans les systèmes constitués par des poteaux et poutres en béton armé est posée par la disposition des armatures aux joints où se rencontrent toutes les barres des armatures. Il faudra faire preuve d'ingéniosité pour développer des procédés permettant de réunir ces éléments, peut-être en recourant à des dispositifs d'assemblage préfabriqués à mettre en œuvre selon une méthode originale pour les raccorder aux pièces de charpente elles-mêmes, en évitant ainsi certains des problèmes d'exécution pratique qui se posent dans la construction des charpentes en béton coulé sur place.

De nombreux exemples témoignent de l'application très heureuse des constructions mixtes, notamment de celles associant éléments préfabriqués et éléments coulés sur place. Il apparaît toutefois nécessaire d'étudier de plus près les dispositions particulières qui seraient de nature à conférer aux ouvrages une résistance dynamique accrue, car il existe maints types de constructions qui, tout en satisfaisant aux conditions de la résistance statique, ne semblent pas être capables de résister convenablement aux charges dynamiques. Un exemple important en est offert par les assemblages soudés des barres d'armatures fréquents dans la construction préfabriquée.

Une grande partie de l'amortissement qui se manifeste dans un bâtiment résulte de l'absorption d'énergie aux joints et assemblages, bien que néanmoins un amortissement considérable puisse être le fait des interactions se produisant entre les pièces principales de la charpente et les éléments qui n'en font pas partie ou même certains qui en font partie comme, par exemple, les cloisons. Il est aussi nécessaire par conséquent d'étudier encore la façon dont se produisent l'amortissement et l'absorption d'énergie aux joints et assemblages.

Résistance et ductilité des ossatures complètes

Nous avons jusqu'à présent considéré différents éléments entrant dans la composition des charpentes, comme les matériaux utilisés, les pièces individuelles exécutées dans ces matériaux, les joints et assemblages de ces pièces, etc. Mais c'est la réunion de toutes ces parties que représente une construction.

Celle-ci comprend autre chose que ces pièces individuelles et leurs assemblages, car elle repose sur des fondations ou dans le sol et il se produit des interactions entre elle et les fondations quand ces dernières sont soumises à des mouvements ou lorsque la construction est sollicitée par des charges. C'est donc le système d'ossature tout entier et son comportement sous les charges sismiques ou les poussées du vent, ou encore d'autres efforts horizontaux, que nous sommes amenés à examiner. Il est dans certains cas possible, à partir des propriétés des éléments individuels, de déduire quelle est la résistance du système global, l'amortissement qui s'y manifeste et le mode de rupture; mais ces pièces agissent les unes sur les autres d'une manière très complexe, et aussi de manière différente selon les types de charge et la direction dans laquelle s'exercent ces charges. Les phénomènes d'interaction représentent donc un problème dont il faut tenir compte dans ses détails d'une façon beaucoup plus rigoureuse qu'on ne l'a jusqu'à présent fait si l'on veut obtenir une résistance horizontale satisfaisante aux charges dynamiques. Certaines questions sont juste mentionnées en passant. D'autres pourraient peut-être aussi bien être définies, ayant une importance égale ou même plus grande. Toutefois, les problèmes qui ont été évoqués sont déjà connus comme étant une source de difficultés et de doutes, et il est bien certain que ce sont là des sujets sur lesquels nos connaissances présentent de grossières lacunes.

Les phénomènes d'interaction entre le bâtiment et ses fondations peuvent amener une absorption d'énergie, d'une façon semblable à l'amortissement dont les pièces et les joints sont le siège, et cette absorption d'énergie est de nature à exercer une influence considérable sur le comportement du bâtiment. Par exemple, aux charges inférieures à celles qui provoquent l'écoulement, l'amortissement qui se produit dans les pièces en béton précontraint peut ne pas dépasser 2% de la valeur critique et, dans les pièces en béton armé avec des fissures moyennement ouvertes, il peut être inférieur à 4%. Même en présence de joints qui permettent une plus grande absorption d'énergie, l'amortissement ne dépasse pas ces valeurs de beaucoup. On peut les comparer à l'amortissement que l'on a constaté dans des ouvrages importants soumis à des contraintes inférieures aux charges de service et qui s'est révélé inférieur ou égal à 0,5% de la valeur critique. Il peut néanmoins se faire que les interactions entre un bâtiment et ses fondations absorbent une plus grande quantité d'énergie et entraînent, de la part de l'ensemble du système, un amortissement effectif atteignant 5 à 10%. Sur ce point, l'information dont on dispose n'est pas satisfaisante. Tout dépend bien sûr du type de fondation et des possibilités d'interactions entre les matériaux des fondations et les murs du sous-sol, les planchers, les semelles et autres parties du bâtiment.

On a déjà fait allusion à l'importance qui s'attache aux ouvertures ménagées dans les murs de cisaillement, au renforcement mis en place autour de ces ouvertures ainsi qu'aux phénomènes d'interaction entre les murs de cisaillement et les cadres travaillant à la flexion lorsqu'ils font partie intégrante, à

côté d'éléments d'un autre type, d'un système mixte. La résistance du bâtiment n'est pas nécessairement la somme des résistances des éléments qui le constituent, et ce même si ces éléments ont été calculés pour concourir à la résistance selon un mode composite. En raison des différences de ductilité des divers éléments de la construction, la partie la plus rigide peut très bien céder avant même que la partie la plus souple ne commence à développer sa résistance. Les phénomènes de ce genre surviennent plus particulièrement à propos des interactions entre les murs de cisaillement et les cadres travaillant à la flexion dans les constructions où l'on utilise ces deux sortes d'éléments comme renforcement. Il est par conséquent essentiel d'être informés des relations résistance-déformations relatives aux divers types d'éléments mis en œuvre pour raidir une construction ou la renforcer contre les efforts horizontaux, de façon à être en mesure d'évaluer les interactions de ces différents éléments.

Parmi les autres questions qui nécessitent d'être étudiées, citons: les assemblages aux murs exécutés par coffrages glissants, y compris l'appui des poutres et poutrelles sur ces murs et le renforcement des ouvertures ménagées dans ces murs; la mise en place d'un contreventement latéral dans les ouvrages exécutés selon la technique de la dalle levée; le problème des fers de précontrainte mis ou non en liaison dans la construction en béton précontraint; le comportement des ancrages précontraints sous les charges dynamiques; enfin le raccordement des armatures, particulièrement des barres de grandes dimensions et l'assemblage des armatures aux fondations.

Bien que l'on connaisse déjà beaucoup de choses sur le comportement des constructions en béton armé et précontraint soumis à des charges dynamiques, il est clair que beaucoup reste encore à apprendre. Grâce à la coopération des ingénieurs des différents pays représentés à ce Congrès, on espère que nombre de ces questions trouveront une réponse dans un proche avenir.

V c

**Dynamisches Verhalten von bewehrten und vorgespannten Beton-Hochhäusern
unter horizontalen Kräften (einschließlich Wind-, Erdbeben-
und Explosionskräfte) und zweckentsprechende Ausbildung der Verbindungen**

N. M. NEWMARK

Professor and Head

Department of Civil Engineering, University of Illinois, Urbana

W. J. HALL

Professor

1. Einführung

Dieser Bericht umfaßt zwei Hauptgesichtspunkte des Verhaltens und Entwurfs von Stahlbeton- und Spannbetonbauten unter dynamischer Belastung wie Wind, Erdbeben und Explosionen: 1. eine Zusammenfassung der bis heute erworbenen Kenntnisse und 2. eine Untersuchung der Erfordernisse für die Weiterentwicklung der heutigen Kenntnisse. Der Ausdruck «Bauten», wie er hier verwendet wird, umfaßt eine große Vielfalt von Bauwerken, wie die herkömmlichen Rahmenkonstruktionen, Wandscheiben, gekrümmte Tragwerke, Reaktordrüsen sowie andere Arten von Konstruktionen. Die Entwurfsmethoden für dynamische Belastungen stützten sich bis jetzt im allgemeinen auf empirische Näherungen oder konventionelle statische Analogien, da rationale Methoden zur Analyse von dynamischen Belastungsproblemen von eingespannten Konstruktionen erst seit kurzer Zeit weitverbreitete Verwendung finden. Wie im Fall des Entwurfs von Bauten mit statischen Belastungen entstehen beim Entwurf für dynamische Belastungen die größten Schwierigkeiten bei der Ausbildung der Fugen und Verbindungen zwischen den Elementen, was für Stahlbeton- oder Spannbetonbauten die Details in der Anordnung und Verankerung der Armierung bedeuten.

Bevor mit einer Diskussion über Festigkeits- und Duktilitätsanforderungen für dynamische Belastung und mit der Wahl der Konstruktionsart und des Systems weitergefahren werden kann, muß man die zu befolgenden Entwurfsgrundsätze, die Beziehung der zu wählenden Rechenmethode, die Entwurfsparameter, die Risiken, für welche der Entwurf vorgesehen werden muß, die

Häufigkeit der möglichen Lastfälle oder die wahrscheinliche Beschaffenheit der erwarteten Belastung und die Zulänglichkeit der verwendeten Näherungsrechnung in bezug auf den zulässigen, Ungewißheiten und fehlendes Wissen einschließenden Spielraum betrachten.

Entwurfsgrundsätze

Es ist möglich, daß ein Bau während seiner ganzen nutzbaren Lebensdauer nie einem starken oder auch nur einem mäßigen Erdbeben ausgesetzt ist. Das Miteinbeziehen der Widerstandsfähigkeit gegen Erdbeben beim Entwurf einer Konstruktion kann als eine Art Sicherheit betrachtet werden. Vernünftige Sicherheitsvorkehrungen sind nötig, um sich gegen unberechenbare Kosten aus Verletzungen von Personen oder Verlust von Menschenleben zu schützen oder um bei Schadenfall mit den Reparatur- und Renovationskosten in einem gesunden Verhältnis zu stehen. Übereinstimmend mit dem letzten Anspruch sollte der Sicherheitsfaktor gegen Erdbeben im Entwurf genügend sein, um die totalen zusätzlichen Entwurfs- und Reparaturkosten aus Erdbeben normaler Maximalstärke während der Lebensdauer eines Baues minimal zu halten. Immerhin sollte die Sicherheitsgrenze unter allen Umständen so hoch liegen, daß ein katastrophaler Zusammenbruch mit hinzutretendem Verlust von Menschenleben oder mit schwereren Verletzungen von Personen vermieden wird, auch wenn die in diesem Gebiet mögliche Maximalstärke des Erdbebens eintreffen sollte. Diese Grundsätze enthalten verschiedene Sicherheitsgrenzen für verschiedene Typen von Bauten.

Ähnliche Grundsätze bestehen für Entwürfe, die den Windbelastungen widerstehen sollen. Die normal erwartete Maximalstärke der Windbelastung kann während der Lebensdauer eines Bauwerkes öfters eintreten als die normal erwartete Maximalstärke eines Erdbebens, und dies kann einen höheren relativen Sicherheitsfaktor erfordern. Immerhin bedingen die Sicherheitsmaßnahmen gegen extreme Windbedingungen die gleiche Art von Überlegungen, wie sie soeben für extreme Erdbeben beschrieben wurden.

Andere Seitenbelastungen können mit Erdbeben- oder Windbelastungen in Zusammenhang gebracht werden. Erdbebenbelastungen entsprechen in erster Linie auf das Fundament des Bauwerkes übertragenen Bodenbewegungen, während Windbelastungen Kräften entsprechen, die auf den Oberbau wirken.

Bei Explosionen treten beide Belastungsarten auf, nämlich Kräfte aus Luftüberdruck, welche den Windbelastungen ähnlich sind, und Bodenbewegungen, die entweder durch unterirdische Explosionen oder durch Oberflächenexplosionen hervorgerufen werden. Durch Flugzeuge verursachte Stoßbelastungen sowie Belastungen infolge des «Überschallknalles» sind von etwas verschiedener Natur; sie können aber im allgemeinen mit den Auswirkungen der übrigen beschriebenen Belastungsarten in Verbindung gebracht werden.

Alle diese Belastungen haben die Eigenheit, mindestens zu einem gewissen Grade durch Wahrscheinlichkeitsbetrachtungen bestimmt zu werden. Die Dauer, die Stärke und auch die Lastzeitfunktion hängen von den Gesetzen des Zufalls ab. Diese Charakteristiken der Normalarten von horizontaler Belastung benötigen zusätzliches Studium; es kann aber auch absolut unwirklich sein, sie als fest bekannte Kräfte oder Bewegungen zu behandeln.

2. Der gegenwärtige Stand der Kenntnisse

Der Begriff des Response-Spektrums

Das einfachste Mittel, die gesamten Anforderungen bezüglich Festigkeit und Duktilität einer erdbebensicheren Konstruktion zu überblicken, ist der Begriff des Response-Spektrums. Das Response-Spektrum für Erdbebenbodenbewegungen ist ein Diagramm des maximalen Response, registriert als Funktion der Schwingungsfrequenz entweder während oder nach der Eingangsbewegung auf einem einfachen linearen Schwinger, dargestellt in Fig. 1, dessen Basis nach der Erdbebenbewegungsgeschichte eingestellt ist. Ein typisches Response-Spektrum, das dem stärksten Erdbeben entspricht, über welches genügend genaue Aufzeichnungen vorhanden sind, nämlich dem El-Centro-Beben vom 18. Mai 1940 in der horizontalen Nord-Süd-Bewegungskomponente, ist in Fig. 2 dargestellt. Die Wahl einer logarithmischen Skala für die Frequenz auf dem linearen Schwinger vereinfacht das Response-Spektrum und erlaubt die gleichzeitige Aufzeichnung von drei zusammenhängenden Größen, welche verschiedene Aspekte des maximalen Response des Systems definieren; die Skalen sind in der Figur angegeben. Die maximale Verschiebung D der Masse relativ zum Boden, welche ein Maß ist für die maximale Dehnung der Feder durch die Erdbebenbewegung, ist aufgezeichnet in bezug auf die von links nach rechts ansteigenden Linien. Die maximale Beschleunigung der Masse, welche ein Maß für die maximale in der Feder erzeugte Kraft ist, ist aufgezeichnet in bezug auf die von links nach rechts abfallenden Linien. Dargestellt wird nicht die eigentliche maximale Beschleunigung, sondern eine Beschleunigung, die dieser nahezu entspricht. Genauer gesagt ist es die maximale Pseudobeschleunigung A , definiert als

$$A = \omega^2 D \quad (1)$$

wobei ω die Kreisfrequenz der Schwingung des linearen Schwingers bedeutet. Die maximale in der Feder aufgespeicherte Energie ist gegeben durch die Größe

$$\frac{1}{2} m V^2$$

Darin ist m die Masse des Schwingers und V die maximale Pseudorelativgeschwindigkeit, die nicht immer genau die gleiche ist wie die maximale Rela-

tivgeschwindigkeit, die aber die Einheit der Geschwindigkeit hat und mit der maximalen Relativverschiebung D durch folgende Formel zusammenhängt:

$$V = \omega D \quad (2)$$

Die gleichzeitig auftretenden Werte der Größen A , V und D sind für einen bestimmten Wert der relativen Dämpfung des Systems in der Figur durch die eine Kurve gegeben, wobei die Dämpfung, bezogen auf den kritischen Wert der Dämpfung, durch die Größe β gegeben ist. Im Erdbeben-Response-Spektrum der Fig. 2 sind die Kurven für die Werte 0, 2, 5, 10 und 20% der kritischen Dämpfung aufgetragen.

Wenn die Federkonstante des linearen Schwingers k und die Periode der Schwingung T sind, so ist die natürliche Frequenz f durch folgende Beziehung gegeben:

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{k/m} = \frac{1}{2\pi} \sqrt{g/u_s} \quad (3)$$

Darin sind g die Erdbeschleunigung und u_s der statische Ausschlag der Feder, hervorgerufen durch das Gewicht der Masse, wie wenn sie vertikal daran hängen würde.

Das Response-Spektrum kann als eine Funktion der Periode oder der Frequenz aufgezeichnet werden. Dies wird einfach erreicht durch Umdrehen des Diagramms, ohne dessen Form zu verändern.

Es sei bemerkt, daß für dynamische Bewegungen des Auflagers des einfachen Schwingers wie für solche, die durch Erdbeben, Sprengbewegungen oder einfache Basisbewegungsimpulse hervorgerufen werden, das Response-Spektrum für sehr niedere Frequenzen folgende Charakteristik hat: die maximale Verschiebung D ist virtuell konstant und entspricht dem Wert der maximalen Verschiebung des Bodens d_m . Für sehr hohe Frequenzen ist die maximale Pseudobeschleunigung A der Masse virtuell konstant und praktisch gleich der maximalen Beschleunigung des Bodens a_m . Für dazwischenliegende Frequenzen sind alle maximalen Verschiebungen, Geschwindigkeiten und Beschleunigungen des Response stärker als diejenigen der Bodenbewegung, wobei die Verstärkungsfaktoren eine Funktion der Proportion der kritischen Dämpfung β sind. Für Werte von β im Bereich von ungefähr 5 bis 10% sind diese Verstärkungsfaktoren für Verschiebung, Geschwindigkeit und Beschleunigung etwas über 1, ungefähr 1,5, und 2,0. Methoden zum Gebrauch des Response-Spektrums zur Analyse von Systemen mit einem und mehreren Freiheitsgraden sind in verschiedenen Publikationen beschrieben [Ref. 1, 2, 3, 4, 5].

Wegen der Beziehung des Response des dynamischen Systems zur Bewegung oder zur äußeren Belastung besteht eine Übereinstimmung zwischen der Intensität der äußeren Belastung und der Trägheitskraft $-ma$. Demzufolge kann man für Belastungen wie Wind eine dem Erdbeben-Response-Spektrum

ähnliche Kurve aufzeichnen. Für dieses Diagramm verwendet man am besten Kraft oder Druck anstelle von Beschleunigung und Impuls anstelle von Geschwindigkeit. Mit dieser Bezeichnung nähert sich die Asymptote im Diagramm für Windbelastung für hohe Frequenzen einem Wert, der der maximalen Windbelastungsintensität entspricht. Es gibt keine solche Übereinstimmung für den Bereich der niederen Frequenzen des Spektrums; für Frequenzen im Zwischenbereich nähert sich die Grenze vermutlich einer horizontalen Asymptote, deren Wert durch den durchschnittlichen Druck multipliziert mit der totalen Winddauer festgelegt ist. Eine mögliche Skizze eines Wind-Response-Spektrums ist in Fig. 3 schematisch aufgezeichnet.

Festigkeits- und Duktilitätsanforderungen

Aus Fig. 2 und 3 ist ersichtlich, daß die Intensität der Kraft und der Betrag der Energie, welche im dynamischen System absorbiert werden muß, von der Intensität der Erdbewegung oder der Windstärke abhängen. Sie werden aber wesentlich beeinflußt von der Energieabsorption der Konstruktion selbst, entsprechend der Dämpfung und herrührend vom Zusammenwirken der verschiedenen Teile des Bauwerkes, besonders der Zwischenwände und anderer nichttragender Elemente mit den tragenden Elementen des Bauwerkes, ferner von Energieverlusten, die von der Verbindung zwischen Bauwerk und Fundament und auch vom unelastischen Verhalten des Bauwerkes bei seinem Response herrühren.

Es ist von besonderem Interesse, zu überlegen, wie weit unelastisches Verhalten die Response-Spektren, wie sie vorangehend für elastisches Verhalten beschrieben wurden, beeinflußt. Wenn man betrachtet, daß die Feder des linearen Schwingers eine elastoplastische Charakteristik mit einer Fließgrenze aufweist, wobei die maximal erlaubte Durchbiegung durch den Duktilitätsfaktor μ im Zusammenhang mit der Durchbiegung an der Grenze des elastischen Verhaltens steht (siehe Fig. 4), dann hat im allgemeinen der Response für unelastisches Verhalten, wie in Ref. 6, 7 und 8 beschrieben, folgende Charakteristik:

1. Im Gebiet der hohen Frequenzen des Spektrums, wo die Beschleunigung des Response virtuell konstant ist, ist die Kraft ungefähr gleich für das unelastische wie das elastische System mit der gleichen Anfangsfrequenz.

2. Im Mittelgebiet des Spektrums, wo für Zwischenfrequenzen die Response-Geschwindigkeit virtuell konstant ist, ist die totale Energie, welche im unelastischen System absorbiert wurde, ungefähr gleich derjenigen im elastischen System mit gleicher Frequenz.

3. Im Gebiet der niederen Frequenzen, wo die Verschiebung des Response beinahe konstant ist, ist die Verschiebung des Systems im unelastischen wie im elastischen System ungefähr gleich. In einigen Fällen entstehen Einflüsse, welche den Response sogar auf kleinere als die den vorangegangenen Regeln ent-

sprechenden Werte beschränken. Auch wenn die Kraft fast erhalten bleibt, kann die Energie im entsprechenden elastischen System nie über einen Maximalwert steigen. Auch wenn die absorbierte Energie fast konstant ist, kann die Verschiebung nie größer sein als die maximale relative Verschiebung im elastischen System.

Aus Fig. 2 und 3 ist ersichtlich, daß für hohe Gebäude, die dem Frequenzbereich von ungefähr 0,2 bis 4 Schwingungen pro Sekunde entsprechen, der Bereich des Verhaltens im allgemeinen dort ist, wo für Erdbebenbelastungen entweder die Energie oder die Verschiebung und wo für das Windproblem die Kraft erhalten bleiben. Demzufolge reduziert im allgemeinen das unelastische Verhalten unter Windbelastung den Response nicht. Trotzdem kann das unelastische Verhalten unter Erdbebenbelastung die Kräfte, für welche der Bau entworfen werden muß, beträchtlich reduzieren.

Man hat offensichtlich verschiedene Möglichkeiten, einen Bau, der dem Erdbeben widerstehen soll, zu entwerfen. Man kann die Steifigkeit des Bauwerkes groß wählen und so die Konstruktion im wesentlichen elastisch halten. Andererseits könnte man die Energieabsorptionsfähigkeit des Bauwerkes sehr hoch wählen, um ihm plastische Deformation zu erlauben. Wählt man die zweite Alternative, so kann man das Bauwerk für bedeutend kleinere Kräfte berechnen, als dies für den ersten Fall notwendig wäre; dabei muß man möglicherweise ein deformiertes Bauwerk in Kauf nehmen. Immerhin kann die Größe der Deformation annehmbar sein, sofern sie nicht mit einem Bruchzustand übereinstimmt.

Mit anderen Worten, man muß beim Entwurf eines Gebäudes, das dem Erdbeben widerstehen soll, die Festigkeit und die verlangte Duktilität gegeneinander abwägen; auf jeden Fall muß aber die notwendige Festigkeit zur Aufnahme der Windkräfte vorhanden sein. Wegen der Schwierigkeit, sehr große Duktilität zu erreichen, kann es jedoch nötig sein, das seitliche Kraftniveau, für welches die Berechnung gemacht wurde, um die seitlichen durch Erdbebenbewegungen hervorgerufenen Kräfte aufzunehmen, zu erhöhen. In beiden Fällen ist es unerlässlich, den Bauvorgang genügend zu kontrollieren und zu inspizieren, um sicher zu sein, daß die verlangte Festigkeit und besonders die verlangte Duktilität ohne vorzeitigen Bruch erreicht werden.

Der Entwurf von Konstruktionen, die auch stärkeren Erdbeben widerstehen können, ist wirtschaftlich untragbar, weshalb diese für wesentlich geringere Kräfte dimensioniert werden, als dies theoretisch bei einem rein elastischen Tragwerk erforderlich wäre. Demzufolge verwenden die meisten Bauvorschriften einen Duktilitätsfaktor in der Größenordnung von 4 bis 6 und in einigen Fällen möglicherweise sogar einen höheren, der sowohl durch geeignete Entwurfdetails als auch durch entsprechende Inspektion und Kontrolle des Baues erreicht werden muß. Dieses Thema ist im Kapitel 6 der Ref. 1 im Detail besprochen.

Entwurf und Ausführung von Tragkonstruktionen

Bauwerke können durch verschiedene Kombinationen von Elementen entworfen werden. Normale Stahlbetonbauten können aus einer Konstruktion von Balken und Säulen bestehen, die biegbare Rahmen bilden. Sie können auch massive Wände oder Wandscheiben haben, welche als vertikale Kragträger seitlichen Widerstand bieten; oder sie können aus Kombinationen von zusammenwirkenden Rahmen und Wandscheiben aufgebaut sein. Welche Tragkonstruktion auch immer verwendet wird, eine genügende Widerstandsfähigkeit gegen Verdrehung der Bauwerke muß gewährleistet sein. Diese Verdrehung kann durch ungleichmäßige Verteilung der inneren Kräfte und der Massen, durch zufällige Unregelmäßigkeiten oder hauptsächlich durch Variation der Bewegungsintensität über dem Grundriß des Gebäudfundamentes hervorgerufen werden.

Die verschiedenen Konstruktionstypen haben auch entsprechend verschiedene Festigkeiten und Duktilitätsfaktoren. Im allgemeinen haben Balken ohne Axialdruck die höchste Duktilität, wobei unter Voraussetzung einer zweckmäßigen Ausbildung diese Faktoren Werte von 10 und mehr erreichen können.

Säulen oder biegbare Elemente mit hoher Druckbeanspruchung haben eine etwas kleinere Duktilität. Wenn sich die Druckkräfte der Druckfestigkeit des Elementes nähern, kann sie sehr niedrig sein. Immerhin kann durch geeignete Anordnung der Armierung die Duktilität von Säulen auf 5 bis 6 oder höher gebracht werden. Bei Zugbeanspruchung ist die Situation völlig anders, und die Festigkeit von armiertem Beton ist in vielen Fällen bedeutend tiefer als bei Druckbeanspruchung. Demzufolge ist es wichtig, größere Zugkräfte über dem Querschnitt eines Elementes auszuschalten.

Um größere Duktilität zu erreichen, müssen Brüche infolge Schub- und Druckspannungen in biegsamen Elementen aus Beton vermieden werden. Dies bedeutet, daß man Druckarmierung verwenden oder für die Differenz zwischen Zug- und Druckarmierung in einem Querschnitt eine Grenze geben muß; dazu müssen Schräg- oder Bügelarmierung verwendet werden, um diagonale Zugrisse zu verhindern. Geeignete Verankerung der Armierung ist ebenfalls notwendig, um Haft- oder Verankerungsbrüche zu vermeiden. Diese Themen sind im Kapitel 5 der Ref. 1 im Detail diskutiert.

Duktilität von Balken

Im Jahr 1951 wurde an der Universität von Illinois mit dem Studium verschiedener Untersuchungen über die Last-Deformations-Charakteristiken von armierten Betonteilen begonnen. Studien über Last-Durchbiegungs-Eigenschaften von einfachen Balken, belastet im Drittelspunkt, wurden 1952 gemacht.

Zusätzliche Versuche an einfachen Balken, belastet durch eine in Trägermitte über einem Aufsatz wirkende Einzellast, um eine Balken-Säulen-Verbindung nachzubilden, wurden 1954 durchgeführt.

Neuere Versuche wurden 1960 begonnen und 1962 beendet. Das Ziel dieser Studien war, zu bestimmen, welche Beträge von Rotation und Duktilität bei der Verbindung zwischen monolithisch gegossenen armierten Betonteilen und Säulen auftreten können; ferner die Entwicklung von Verfahren zur Voraussage der Momenten-Rotations-Charakteristiken solcher Verbindungen. Eine Zusammenfassung der Resultate dieser Studien, wie sie von Ref. 9 übernommen wurden, folgt. Die Einflüsse folgender Variablen wurden studiert:

- a) die Höhe des Elementes;
- b) die Verwendung verschieden starker Druckarmierung;
- c) die Auswirkung mehrmaliger Belastung und Entlastung am Element bei verschiedenem Belastungs- oder Deformationsniveau;
- d) die Auswirkung von Wechsellast wiederum bei verschiedenem Belastungs- oder Deformationsniveau;
- e) die Auswirkung von axialer Belastung am Element, so wie sie in Säulen auftritt.

Der Versuchskörper ist in Fig. 5 dargestellt. Die Elemente hatten eine Spannweite von 12 Fuß und wurden in der Mitte durch eine über einem Aufsatz angebrachte Last quer belastet. Siebzehn Versuchskörper wurden als Balken (das heißt ohne Axialbelastung) und 11 als Säulen mit axialer Belastung geprüft. Diese ist in der Figur mit P bezeichnet, in der Balkenachse angebracht und während des Aufbringens der Querbeltung konstant gehalten. Die Versuche mit und ohne axialer Belastung werden separat diskutiert. Alle Versuchskörper wurden mit Querarmierung # 3 versehen, und zwar mit geschlossenen, zusammengeschweißten Bügeln mit einem Abstand von 6 in.

In der Mitte und an anderen Stellen wurden die Durchbiegungen gemessen, und mehrere Dehnungsmessungen wurden an der Armierung und am Beton durchgeführt, wobei sowohl elektrische Strain-gages als auch mechanische Dehnungsmesser verwendet wurden.

Die Festigkeit des Betons und der Armierung waren bei den Prüfungen keine Hauptvariablen. Im Prüfungsalter war die Zylinderfestigkeit des Betons normalerweise im Bereich von 4000 bis 5000 psi. Die Armierung bestand aus gerippten Stählen mittlerer Festigkeit mit einer Fließgrenze zwischen 45 000 und 50 000 psi.

Die Querschnitte der Versuchsbalken ohne axiale Belastung sind in Fig. 6 dargestellt. Die hauptsächlichen Variablen waren die statische Höhe und der Querschnitt der Druckarmierung. Die statische Höhe von 10 in., welche in den 5 oberen Balken der Fig. 6 verwendet wurde, entspricht derjenigen, die in den vorangegangenen Untersuchungen an der Universität Illinois und bei Versuchen von Ernst an der Universität von Nebraska verwendet wurde. Die anderen Balken besaßen statische Höhen von 14 und 18 in.

Alle Balken hatten die genau gleiche Zugarmierung. Der Querschnitt der Druckarmierung lag jedoch zwischen 0 und einem Betrag gleich demjenigen der Zugarmierung, mit einem etwa halb so großen Zwischenwert.

Die Kurven in Fig. 7 vermitteln ein ziemlich gutes Bild von der Art des beobachteten Verhaltens in diesen Versuchen. Obschon sie in Abhängigkeit von Belastung und Durchbiegung aufgetragen sind, besteht für die Art des geprüften Balkens eine direkte Beziehung zwischen Belastung und Moment und zwischen Durchbiegung und Rotation an der Belastungsstelle. Die Variable in diesen Kurven ist die statische Höhe des Balkens; alle anderen Eigenschaften waren zur Hauptsache gleich.

Der erste starke Knick in jeder Kurve entspricht dem Fließbeginn der Armierung. Wie zu erwarten war, hängt die Belastung, bei welcher Fließen eintritt, direkt von der Höhe ab. Die Zunahme der Belastung über die Fließgrenze hinaus rührt in erster Linie von der Verfestigung des Stahles her. Nach diesen Kurven ist der nächste bezeichnende Zustand im Verhalten des Versuchskörpers der Knick bei einer Durchbiegung von 10 bis 12 in. Obschon das Bruchmoment mit der statischen Höhe zunimmt, wie dies bei konstanter Zugarmierung zu erwarten war, zeigen die Bruchdurchbiegungen einen relativ geringen Unterschied.

Die Markierungen auf den Kurven bei einer Durchbiegung von 1 in. stellen den Zustand dar, der leichthin als «first crushing» bezeichnet wird und welcher dem ersten sichtbaren Zeichen von Absplittern, Ausquetschen, Abschiefern oder Brechen des Betons in der Druckzone entspricht. Im Zusammenhang mit dem statischen Verhalten des Balkens hat dieser Punkt wenig Bedeutung, was offensichtlich wird durch die Tatsache, daß die Kurven dort stetig verlaufen. Vom theoretischen Standpunkt aus gesehen, entspricht dieser Zustand jedoch der Entwicklung von Druckdehnungen im Beton von ungefähr 0,3 oder 0,4%, und das Moment in diesem Zustand entspricht also dem, was wir nach den üblichen Bruchfestigkeitstheorien, wie sie in den ACI-Bauvorschriften enthalten sind, als «Bruchmoment» bezeichnen würden.

Beim «first-crushing» ist der Schaden noch außerordentlich klein. Obschon es das Äußere des Balkens leicht beeinflussen kann, hat es keine Bedeutung im Zusammenhang mit dem statischen Verhalten der Verbindung. Von diesem Standpunkt aus gesehen, sind die Bruchdurchbiegung und das Bruchmoment von Bedeutung.

Fig. 8 zeigt den Einfluß der Druckarmierung. Obschon der relativ starke Einfluß der Druckarmierung auf die Duktilität des Balkens seit einiger Zeit bekannt ist, kann diese Tatsache nie nachdrücklich genug betont werden. Das Zufügen entsprechender Druckarmierung ist immerhin der beste Weg, erwünschte Duktilität zu erreichen.

Der Balken *J-10* in Fig. 8 wurde nur auf Zug armiert. Da der Armierungsgehalt verhältnismäßig klein war, hatte dieser Balken eine ziemlich große Duktilität. Die Durchbiegung beim Bruch war ungefähr elfmal größer als die Durch-

biegung bei der Fließgrenze. Trotzdem konnte bei diesem Balken die Duktilität durch das Zufügen von Druckarmierung noch erheblich gesteigert werden. Der Balken *J-14* hatte ungefähr halb so viel Druckarmierung wie Zugarmierung, und beim Balken *J-13* waren die obere und untere Armierung gleich.

Obschon die Belastungen und Durchbiegungen an der Fließgrenze und beim ersten Absplittern praktisch für alle drei Balken gleich waren, wurden durch das Zufügen von Druckarmierung sowohl die Bruchlast als auch die Bruchdurchbiegung bedeutend erhöht. Die Erhöhung der Bruchlast kam in erster Linie von der Verfestigung der Zugarmierung; Dehnungen des Stahles in der Größenordnung von 10% waren nicht ungewöhnlich. Es darf bemerkt werden, daß die nahezu doppelte Menge von Druckarmierung im Balken *J-13* im Vergleich zum Balken *J-14* keine vergleichbare Vergrößerung der Bruchdurchbiegung zeigte, obschon in beiden dieser Balken die Duktilität mehr als genügend war. Die einzige Erklärung, die hier zutrifft, ist die, daß der Balken *J-13* von allen Balken dieser Reihe die höchste Belastung trug und daß die Schubkraft, die dieser Belastung entspricht, groß genug war, Fließen in der Querarmierung hervorzurufen. Als Resultat zeigte der Bruch dieses Balkens eine Schubverformung, was dazu verleiten könnte, ihn als Schubbruch zu bezeichnen, wenn er nicht bei einer Durchbiegung von 14 in. und bei einer ungefähr 50% größeren Last als derjenigen bei Fließbeginn eingetreten wäre.

Das Verhalten von Balken unter wiederholter Belastung oder Wechselbelastung

Zuerst soll das Verhalten von Balken unter wiederholter Belastung diskutiert werden. In allen diesen Versuchen wurde die Last vollständig entfernt und dann zu verschiedenen Zeitpunkten während des Versuches wieder angebracht. Die Last-Durchbiegungs-Kurve für einen solchen Test mit einem Balken ohne Druckarmierung ist in Fig. 9 dargestellt. Die Resultate zeigen, daß das Wegnehmen und Wiederaufbringen der Last wenig oder keinen Einfluß auf die Tragkraftkapazität und auf die Duktilität bei Bruch haben.

Die Last-Durchbiegungs-Kurve für einen Balken mit gleicher Zug- und Druckarmierung zeigte, daß das Belasten und Entlasten dieses Balkens bis zu sechsmal im Bereich über der Fließgrenze wenig oder keinen Einfluß auf die Tragkraftkapazität oder Duktilität hatte.

Wie aus Fig. 9 ersichtlich ist, verlaufen nach jeder Entlastung die Wiederbelastungskurven ungefähr linear aufwärts bis zu einer Last, die sehr nahe beim vorher erreichten Maximum liegt. Immerhin wurde die Neigung der Wiederbelastungskurve weniger steil, falls die Last bei größerer Durchbiegung wieder aufgebracht wurde. Das kommt daher, daß die Steifigkeit des Balkens abnimmt, während die plastische Deformation nach der Fließgrenze zunimmt. Dieses Phänomen blieb für alle diese geprüften Balken erstaunlich konstant.

Drei Balken wurden unter Wechselbelastung geprüft und die Last-Durchbiegungs-Kurve ist für den Balken *J-7* in Fig. 10 dargestellt. Dieser Balken hatte eine statische Höhe von 18 in. und war oben und unten gleich stark armiert. Ebenfalls ist in dieser Figur die *Hüllkurve* der Last-Durchbiegungs-Kurve für den Balken *J-6* dargestellt, das heißt die Kurve, bei welcher die aufeinanderfolgenden Entlastungs- und Belastungskurven weggelassen wurden. Dieser Balken war fast mit *J-7* identisch, wurde aber nur nach unten belastet. Die Kurve *J-6* ist jedoch für beide Belastungsrichtungen aufgezeichnet, um sie mit derjenigen von *J-7* vergleichen zu können.

Der Balken *J-7* wurde mit den Lasten von ungefähr 12, 18, 30 und 35 kips zuerst nach unten und dann nach oben belastet. Die letzte Last von 35 kips verursachte Fließen in beiden Richtungen, da der Balken symmetrisch armiert war. Er wurde dann bis zu einer Durchbiegung von ungefähr $\frac{3}{4}$ bis 1 in. in jeder Richtung belastet, was der ersten sichtbaren Stauchung des Betons an der Druckseite in der Nähe des Aufsatzes für die Lasteinleitung entspricht. Das folgende Anbringen der Wechsellast verursachte ungefähr 3 in. Durchbiegung, zuerst nach unten, dann nach oben. Zuletzt wurde der Balken nach unten bis zum Bruch belastet.

Die Umhüllende der Last-Durchbiegungs-Kurve für den Balken *J-7* läßt sich in allen Punkten ganz gut vergleichen mit derjenigen des Balkens *J-6*, welcher ja nur in einer Richtung belastet wurde. Die maximalen Traglasten waren nahezu die gleichen, nur die entsprechende Durchbiegung war für den Balken *J-7* etwas kleiner als für *J-6*, nämlich 6,7 in. verglichen mit 9 in.

Die Neigungen der Wiederbelastungskurven nach einem Wechsel zeigen einen eindeutigen Bauschinger-Effekt, das heißt die Wiederbelastungskurve ist nach einem Lastwechsel viel weniger steil als die ursprüngliche Last-Durchbiegungs-Kurve. Immerhin läßt sich die verminderte Steifigkeit sehr gut mit der in der vorangegangenen Figur aufgezeichneten Steifigkeit vergleichen, wenn der Balken nur in einer Richtung, also ohne Lastwechsel belastet und entlastet wurde.

Duktilität der Säulen

Bis jetzt bezogen sich alle Betrachtungen auf Balken, das heißt auf Elemente ohne axiale Belastung. In diesem Fall ist es ziemlich leicht, ausreichende Duktilität zu erreichen. Die Anwesenheit von axialen Lasten neigt jedoch dazu, die vorhandene Duktilität zu reduzieren, wie dies in Fig. 11 dargestellt ist. Die Kurve links ist ein übliches Diagramm für die Beziehung zwischen axialer Belastung und Moment. Die ausgezogene Linie stellt die Kombination zwischen Moment und axialer Belastung dar, die das erste Absplittern oder Abschiefern des Betons bewirkt, wie dies durch die übliche Bruchfestigkeitsanalyse unter der Annahme, daß der Bruch bei einer Dehnung des Betons von 0,4% eintritt, ermittelt wird. Der Knick in der Kurve stellt diejenige Belastung dar, über welcher

der Beton Bruchdehnung erreicht, bevor die Zugarmierung fließt und unter welcher das Fließen der Zugarmierung vor dem Bruch des Betons auftritt. Unter diesem Knickpunkt stellt die punktierte Linie jenes Moment dar, bei welchem Fließen in der Zugarmierung eintritt. Wie ersichtlich ist, liegen Fließmoment und Bruchmoment unter diesen Annahmen sehr nahe beisammen, da der Stahl noch immer im flachen Fließbereich ist, wenn die angenommene Bruchdehnung im Beton erreicht wird.

Die Kurven rechts in Fig. 11 zeigen gerechnete Krümmungen zur entsprechenden axialen Belastung im Diagramm links. Die ausgezogene Linie bezieht sich auf die Krümmung bei einem Zustand, welcher «first crushing» genannt wurde, und die gestrichelte Linie stellt die Krümmung bei Fließbeginn der Armierung dar. Oberhalb des Verzweigungspunktes gibt es nur eine Kurve, da der ersten Stauchung des Betons kein Fließen des Stahles vorausgeht.

Das Verhältnis zwischen der Krümmung bei Stauchungsbeginn und derjenigen bei Fließen kann als ein Maß für die Duktilität betrachtet werden, zumindest für diejenige Duktilität, die dem Zustand der Stauchung entspricht, obschon ja gezeigt wurde, daß dieser Duktilitätswert nur ein Bruchteil der Duktilität ist, die noch erreicht werden kann, bevor das Element zusammenbricht. Trotzdem zeigen die Aufzeichnungen von Belastung gegenüber Krümmung, daß die Duktilität bei zunehmender Axialbelastung abnehmen wird.

An 11 Elementen wurden Versuche durchgeführt, um die Einflüsse der axialen Last auf die erreichbare Duktilität zu untersuchen. Die verwendeten Axiallasten waren, wie in Fig. 11 eingezeichnet, 0, 25, 50 und 75 kips.

Die Versuchskörper waren vom gleichen generellen Typ wie jene von Fig. 5; ihre Querschnittseigenschaften sind in Fig. 12 dargestellt. In allen Elementen war die Armierung oben und unten gleich. Es wurden zwei Hauptversuchsreihen durchgeführt (die zwei links in der Figur), wobei der Anteil der Längsarmierung bezogen auf die Querschnittsfläche der Säule zwischen einem ziemlich kleinen Wert von 1,1% und einem Wert von 5,6% lag. Die dritte Versuchsreihe war mehr begrenzt in bezug auf den Geltungsbereich und war lediglich eine Erweiterung der Versuchsreihen mit Balken, wie sie vorhin beschrieben worden sind. Wie früher erwähnt, waren die Betonfestigkeit und die Fließgrenze der Armierung bei allen Versuchsteilen im großen und ganzen gleich.

Die Resultate der ersten Versuchsreihe sind in Abbildung 13 durch eine Moment-Durchbiegungs-Kurve dargestellt. Das aufgezeichnete Moment entspricht dem am kritischen Querschnitt beim Aufsatz wirkenden totalen Moment, das heißt dem Moment, das von der Querbelastung am Aufsatz herrührt plus dem Moment, das durch die axiale Last, die mit einer der gemessenen Durchbiegung entsprechenden Exzentrizität angreift, hervorgerufen wird.

Bei zunehmender axialer Belastung nehmen das Fließmoment und die Durchbiegung bei Fließbeginn zu, wie dies durch das Diagramm der Beziehung zwischen axialer Belastung und Moment vorausgesagt wurde. Das Bruchmoment liegt sehr nahe beim Fließmoment, und die Bruchdurchbiegung zeigt

eine leichte Tendenz, bei zunehmender Axialbelastung abzunehmen. Dieser Effekt ist aber etwas kleiner als der im Diagramm angezeigte. Der Stauchungsbeginn bezeichnet jedoch keinen Punkt von irgendwelcher Bedeutung in bezug auf das in den Moment-Durchbiegungs-Kurven dargestellte Verhalten, wie dies auch für Elemente ohne Axialbelastung der Fall war. Die Durchbiegungen bei Bruchlast waren wie vorher einige Male größer als die Durchbiegungen bei Stauchungsbeginn. Die Zunahme der Last nach Fließen oder nach Stauchung war jedoch normalerweise mit zunehmender Axialbelastung kleiner. Dies stimmt mit der Wirkung der Axiallasten überein, die Zugdehnungen zu vermindern und dadurch das Ausmaß, in welchem der Stahl im Verfestigungsbereich gedehnt wurde, zu verringern. Als letztes kann bei zunehmender Axialbelastung eine eindeutige Abnahme der Bruchdurchbiegung beobachtet werden, obschon diese Abnahme bei keinem Fall übereinstimmt. Zum Beispiel hatte der Balken *J-30* mit einer Axiallast von 50 kips eine größere Bruchdurchbiegung als der Balken *J-29* mit der halb so großen Axiallast.

Ähnliche Kurven wurden für Säulen mit nur 3,3% Stahl, bezogen auf den Betonquerschnitt, und mit einer maximalen Axiallast bis zu 50 kips erzielt. Die Resultate sind denjenigen von Fig. 13 ganz ähnlich. Wiederum ist die Duktilität nach Stauchungsbeginn sehr groß, nimmt aber mit zunehmender Axiallast etwas ab.

Fig. 14 zeigt die Resultate für eine Säule mit nur 1,1% Stahl. Obschon dies kaum als typischer Fall einer für Biegung durch Seitenkräfte entworfenen Säule gelten kann, wird er miteinbezogen, da er durch das Vorhandensein der Axiallast ein leicht verschiedenes Verhalten aufweist. Bei den Säulen mit Axiallasten von 25 und 50 kips kann bemerkt werden, daß das Moment nach Stauchungsbeginn zur Abnahme neigt. Bei der Axiallast von 75 kips ist die Abnahme recht deutlich. Der Grund dafür ist, daß der Beton außerhalb der geschlossenen Bügelarmierung oben am Balken und an den Seiten hinunter bis zur neutralen Achse abgesplittet ist und der Hebelarm des innern Widerstandes dadurch verkleinert wurde. Für die Säulen mit einer axialen Belastung von 25 und 50 kips wurde die Abnahme des Hebelarms durch eine Zunahme der Stahlspannungen beim Eintreten in den Bereich der Verfestigung ausgeglichen. Immerhin erreichte der Stahl beim Balken *J-27* mit einer Axiallast von 75 kips nie den Verfestigungsbereich, und somit blieb die Stahlbeanspruchung im Fließbereich. Da die Betonschale absplittete, war die Abnahme des Hebelarms von einer Reduktion der Momentenkapazität begleitet. Trotzdem brach diese Säule bis zum Erreichen einer Durchbiegung von ungefähr 4 in. nicht zusammen.

Bedeutung der Duktilitätsanforderungen

Ref. 1 stützte ihre Empfehlungen auf die Verwendung eines Duktilitätsfaktors als Verhältniszahl zwischen maximaler und effektiver Durchbiegung bei

Fließen nach der Darstellung der Last-Durchbiegungs-Kurve bei einer gleichwertigen elasto-plastischen Annäherung. Es wurde herausgefunden, daß die Duktilitätsfaktoren in der Größenordnung von 4 bis 6 genügen, um die notwendige energieabsorbierende Kapazität aufzubringen, damit man vom «Uniform Building Code»-Verfahren wirksamen Gebrauch machen kann. Das beschriebene Vorgehen wurde als konservativ empfunden, da die vorausgesagte Duktilität für die empfohlenen Entwurfdetails allgemein als viel kleiner betrachtet wurde als die eigentliche Duktilität, welche durch einwandfrei ausgeführte Stahlbetonbauten erhalten würde.

Die aufgeführten Angaben zeigen, daß diese Schlußfolgerung tatsächlich korrekt ist. Zum Beispiel zeigt Fig. 7 extreme Duktilitätsfaktoren, die um 20 bis 30 höher sind als die tatsächlich gemessenen. Im allgemeinen ist die vorhandene Duktilität in Balken oder Biegetragwerken mehr als genügend. Ernsthaftere Fragen treten für Elemente auf, die sowohl Druckkräfte als auch Biegung aufnehmen müssen.

Es sollte hervorgehoben werden, daß diese Schwierigkeiten nicht nur für ein bestimmtes Material zutreffen. Alle Materialien zeigen Schwierigkeiten in bezug auf die Duktilität, wenn Druckkräfte und Biegung zusammen auftreten. Knicken wird zum Problem bei den Metallen, und Stauchung ist das Problem bei Mauerwerk und Stahlbeton. Wenn den Details angemessene Aufmerksamkeit geschenkt wird, kann in Stahlbetonsäulen jedoch genügend Duktilität erreicht werden. Fig. 15 zeigt zum Beispiel Kurven des Verhaltens von Stahlbetonsäulen bei Bruchlast. Die Krümmung bei «Stauchung» ist leicht größer als jene bei Fließbeginn. Das Verhältnis der Krümmung bei Bruch und bei Stauchungsbeginn, welches kleiner ist als der Duktilitätsfaktor, ist für Werte von Axiallasten, die in der Kurve unter dem Knick liegen, ausreichend groß. Für die beschriebene Säule würden vernünftige Werte der zulässigen Spannung bei Druckbeanspruchung Belastungen von nicht mehr als ungefähr 50 kips entsprechen, was reichlich unter der Grenze liegt, bei der die Duktilität zu Mindestwerten abnimmt.

Eine weitere Angabe der gleichen Schlußfolgerung ist in Fig. 16 gegeben, wo die errechnete und die gemessene Moment-Durchbiegungs-Kurve miteinander verglichen werden. Dieser Vergleich wird für eine Belastung von 50 kips gezeichnet. Ähnliche Resultate erhielt man für Lasten von 25 bis 75 kips, für welche Versuchsangaben vorhanden waren. Es kann daraus geschlossen werden, daß die gemessenen Durchbiegungen und Duktilitäten erheblich größer sind als die errechneten Werte und damit größer als die Grenzwerte, wie sie durch die im Buch erwähnten Berechnungsverfahren verlangt werden.

In Fig. 17 sind alle Versuche zusammengestellt, um ein Maß für die durch Versuche an Balken und Säulen ermittelten Duktilitätsfaktoren zu geben. Daneben wird ein Vergleich mit der Erfahrungsgleichung angestellt, welche vorher als Maß für die Duktilität von Stahlbeton verwendet wurde, nämlich

$$\frac{10}{p - p'}, \text{ mit einer oberen Grenze von 20.}$$

In dieser Gleichung ist p der Querschnitt der Zugarmierung, gemessen in %, und p' der Querschnitt der Druckarmierung, gemessen auf die gleiche Art. Somit wäre die Duktilität nach dieser Gleichung für 2% Zugarmierung kombiniert mit 1% Druckarmierung mit 10 gegeben.

Die ausgefüllten Kreise in der Kurve entsprechen Biegetragwerken ohne Axiallast. Mit einer Ausnahme liegen diese bei allen Fällen reichlich über der Erfahrungsgleichung. Im allgemeinen liegen die durchschnittlichen Werte ungefähr doppelt so hoch wie die Werte aus der Gleichung. Die Gleichung kann für Nullwerte des Nenners nicht angewandt werden. Es wurde auch empfohlen, für Stahlbeton keine Duktilitätsfaktoren größer als 20 zu verwenden. Dies scheint für Biegetragwerke ein recht konservativer Grenzwert zu sein. In der Kurve sind auch Punkte für Säulen mit axialer Belastung angegeben; ihre Querschnitte sind in Fig. 12 dargestellt. Die Zahlen neben den offenen Kreisen geben die Größe der Axiallast an. Für Axiallasten von 25 kips ist ein Duktilitätsfaktor von 20 recht konservativ, obschon dies für höhere Werte von Axiallasten nicht der Fall ist. Nichtsdestoweniger waren für alle Axiallasten von 50 kips und weniger die Duktilitätsfaktoren größer als 15, und sogar für Lasten von 75 kips waren die Duktilitätsfaktoren größer als 6.

Im allgemeinen kann die Duktilität im Stahlbeton erreicht werden durch:

1. Anwendung von Schubarmierung, damit der Schwäche des Betons auf Schub- und Diagonalzug Rechnung getragen wird;
2. Genaues Überdenken von Verbund und Verankerung, um sicher zu gehen, daß die Armierung so wirken kann, wie dies angenommen wird;
3. Vermeiden von zu hohem Anteil an Zugarmierung, oder durch angemessene Zugabe von Druckarmierung;
4. Umschließen des Betons in Zonen hohen Druckes durch Ringbügel oder Spiralarmierung.

Berechnungsmethoden in bezug auf den Entwurf

Beim Entwurf für dynamische Belastung gibt es grundsätzlich drei verschiedene Arten von Berechnungsmethoden.

Die am meisten vorkommende und komplizierteste Berechnungsmethode ist jene, bei welcher man typische Fälle von aufgetretener Bewegung oder Belastung verwendet, diese über die Zeit variiert und die Reaktion des Bauwerkes oder seines Vorentwurfes berechnet. Verwendet man eine Reihe von Annahmen, um der Wahrscheinlichkeitsnatur dieser Bewegungen Rechnung zu tragen, oder berechnet man besondere grundlegende Arten von Bewegungen und kombiniert diese mit genauen Wahrscheinlichkeitsbegriffen, so kann man die wahrscheinliche Verteilung der Reaktionen für einzelne Bauten erhalten. Berech-

nungen dieser Art beanspruchen ziemlich hoch entwickelte Computer und verhältnismäßig viel Zeit. Überdies lassen sie sich nicht zur Herstellung eines Vorentwurfes verwenden. Man kann durch dieses Mittel lediglich ein Bauwerk untersuchen, das bereits entworfen worden ist.

Die zweite Berechnungsart enthält die Verwendung des Response-Spektrums sowie die Kombination der Reaktionen der verschiedenen Formen eines Bauwerkes, für welches bereits ein vorläufiger Entwurf gemacht wurde, mit der Methode des Response-Spektrums nach Ref. 1 bis 5. Die Grundlage des Rechnungsvorganges ist im wesentlichen die folgende: Man kann eine obere Grenze der Beanspruchung oder den Wert irgendeines Response-Parameters des Tragwerkes erhalten, indem man die obere Grenze als Summe der absoluten Werte der einzelnen Response-Parameter aller Bauwerksformen betrachtet (Ref. 10). Ein besseres Maß des am ehesten möglichen Maximalwertes dieses Response-Parameters ist jedoch die Quadratwurzel aus der Summe der Quadrate der maximalen Response für jede dieser Formen, ausgenommen der Fall, wo die Anzahl der Formen verhältnismäßig klein ist [Ref. 11]. Dies ist der Fall, weil die absoluten Maximalwerte des Response der verschiedenen Formen nicht gleichzeitig, sondern zu verschiedenen Zeitpunkten auftreten. Diese Methode bedingt ebenfalls einen vorhandenen Entwurf des Bauwerkes, da sie nur für Bauten, die im Aufbau und in den Dimensionen bereits existieren, verwendet werden kann.

Die dritte Methode besteht hauptsächlich aus einem der verschiedenen empirischen Vorgänge, welche die Annahme einer Art von Kraft- oder Beschleunigungsverteilung über der Höhe des Bauwerkes mit einigen besonderen Angaben über den Maximalwert der Kraft an einem gegebenen Punkt oder einer gegebenen Ebene enthält. Die in der «Uniform Building Code» verwendete Methode ist von dieser Art. Obschon diese Methoden einige Ungenauigkeiten aufweisen, da sie die Charakteristiken eines besonderen Tragwerkes nicht in Betracht ziehen, haben sie den Vorteil, daß sie zur Vorbereitung des Vorentwurfes verwendet werden können, weil sie nicht von einem bereits vorhandenen Entwurf abhängen. Im allgemeinen wird der Konstrukteur bei der Anwendung einer empirischen Methode oder einer Bauvorschrift darauf achten, die Parameter für seine Entwurfsmethode so zu wählen, daß die Resultate seiner Berechnung mit denjenigen einer genaueren Rechnungsmethode der beiden vorherigen Arten vernünftig übereinstimmen.

3. Forderungen zur Erweiterung der Kenntnisse

Allgemeiner Begriff

Um die Wirksamkeit von erdbebensicheren Entwürfen zu erhöhen, wird zusätzliche Information benötigt, die auf weiterer Forschung und Beobachtung

von wirklichen Erscheinungen basiert. Der wichtigste Bedarf ist der Besitz von besseren Beobachtungen der bei starken Erdbeben auftretenden tatsächlichen Bewegungen. Unglücklicherweise sind in Gegenden, wo genügend Instrumente zur vollständigen Aufzeichnung des zeitlichen Ablaufes von auftretenden Bewegungen installiert wurden, nur eine relativ kleine Zahl von neueren Erdbeben aufgetreten. Ohne solche Aufzeichnungen ist es schwierig oder fast unmöglich, den beobachteten Schaden in Verbindung mit der Ursache, die diesen Schaden hervorrief, zu erklären. In Anhang 4, Earthquake Engineering, zum bis anhin unveröffentlichten Bericht «Earthquake Prediction» an das «Federal Office of Technology» machten 1965 Dr. G.W. Housner und Dr. D.E. Hudson folgende Aussage:

«In den letzten Jahren hat eine bemerkenswerte Reihe von zerstörenden Erdbeben die Welt erschüttert: Mexiko (1957), Chile (1960), Agadir (1960), Iran (1962), Skopje (1963) und Alaska (1964). Für keines dieser Erdbeben existiert eine einzige Messung der Bodenbewegung im Zerstörungsgebiet. Nur etwa 80 Instrumente sind heute in den Vereinigten Staaten in Betrieb. In Alaska wurden erst nach dem Erdbeben von 1964 Instrumente installiert, und dabei wurden mehrere Nachbeben registriert. Die Wichtigkeit, auch Gebiete einzuschließen, die gewöhnlich nicht als stark erdbebengefährdet gelten, wurde durch das kürzliche Erdbeben von 1964 in Niigata (Japan) klar hervorgehoben. Obwohl Niigata sich nicht in der Zone befindet, die von japanischen Seismologen als ihre aktivste betrachtet wird, wurden dort und auch im 150 km entfernten Akita starke Seismographen aufgestellt. Aus beiden Gebieten erhielt man wichtige Aufzeichnungen, was zu einer anderen Interpretation des Geschehenen führte, als dies ohne Aufzeichnungen der Fall gewesen wäre.

Zusätzlich zu den Forderungen nach Messungen von wirklichen, starken Bewegungen bei Erdbeben in verschiedenen Gebieten, besteht ein Bedarf an aufgestellten Instrumenten in Gebäuden, um deren Response feststellen zu können. Das einzige Gebäude, welches bescheiden mit Instrumenten ausgerüstet wurde und für welches Aufzeichnungen aus einem Erdbeben bestehen, ist der Latino Americana Tower in Mexico City [Ref.12]. Während des Haupterdbebens vom 28. Juli 1957 wurden Aufzeichnungen über relative Stockwerkverschiebungen im 1., 25. und 39. Stockwerk gemacht. Als es passierte, zeigten diese Messungen große Übereinstimmung mit den vorausgesagten relativen Stockwerkbewegungen. Dies wird durch die vorausgesagten, auf einen für den Entwurf des Tragwerkes durchgeführten Modellversuch [Ref.13] gestützten Schubkräfte in diesen Stockwerken erklärt.

Obschon viele Informationen aus dem Abschätzen des Schadens und dem Beobachten der Zusammenbrüche bei Erdbeben gewonnen werden können, kann viel mehr erreicht werden, wenn solche Beispiele in Beziehung mit den diesen Schaden verursachenden Kräften und Bewegungen gebracht werden können. Natürlich ist die Hauptschwierigkeit, der sich der Forscher gegenüber sieht, die Tatsache, daß das Erdbeben nicht vorausgesagt werden kann und daß

viel mehr Gebiete und Bauten mit Instrumenten versehen werden müssen als diejenigen, von denen man Aufzeichnungen erwartet, um überhaupt eine Möglichkeit zu haben, Zusammenhänge zu erhalten. Es ist nötig, daß ein koordiniertes Programm über die Anordnung der verschiedenen Instrumente zur Bestimmung starker Bewegungen und Bauwerksreaktionen aufgestellt wird. Eine zweite Forderung besteht darin, daß die Resultate solcher Beobachtungen den Ingenieuren zum Erzielen größerer Genauigkeit und Sparsamkeit von erdbebensicheren Entwürfen zur Verfügung stehen.

Für den Fall von größeren Windbelastungen ist die Situation fast ebenso schlecht. Immerhin treten Sturmwinde viel öfters auf als Erdbeben, so daß hier eine bessere Gelegenheit besteht, Aufzeichnungen über die Lebensdauer eines mit Instrumenten zur Messung der Windkraft ausgerüsteten Bauwerkes zu erhalten, als wenn es mit Instrumenten für Erdbebenmessungen ausgerüstet wäre. Die Response-Charakteristiken des Bauwerkes und die Stärke des Response für Erdbeben und für Wind können jedoch in mancher Hinsicht mit der gleichen Instrumentenart festgestellt werden.

Andere Themen, für welche weitere Informationen benötigt werden, schließen geeignete Methoden für den Entwurf der Foundationen ein, ferner das Verhalten der Foundationen unter Erdbebenbelastungen einschließlich Plastifizierung des Bodens unter dem Fundament und ähnliche Probleme, von denen später einige detaillierter besprochen werden. Um groben und zu Verlust von Menschenleben führenden Schaden zu vermeiden, muß durch richtige Wahl der Details und des Tragwerksystems den Vorkehrungen zum Schutz der Leute größere Aufmerksamkeit geschenkt werden, wo immer auch bessere Typen von Konstruktionen dieses Ziel zu erreichen erlauben. Schließlich sollte die Entwicklung von vollständig neuen Begriffen und Bautypen gefördert werden. Standardisierte Bauvorschriften und Entwurfsmethoden wurden entwickelt und sind für standardisierte Systeme und Konstruktionen ziemlich zuverlässig. Für ungewöhnliche Bauwerke, wie sie durch modernes architektonisches Gestalten entstehen, muß jedoch noch einiges mehr getan werden.

Genauere Beschreibung der Belastungs- oder Bewegungsintensitäten

Die hauptsächlichsten Größen, für welche Auskunft gewünscht wird, sind die Bodenbewegung bei Erdbeben und die äußere auf das Bauwerk wirkende Kraft bei Wind. Für diese zwei Belastungsfälle wird eine genauere Beschreibung der Intensitäten der Kraft und der Bewegung benötigt. Bei Erdbebenbewegungen wird im besonderen die Natur und das Zusammenwirken der horizontalen und vertikalen Bewegungen benötigt, um eine genauere Abschätzung des Verhaltens von Gebäuden, die kombinierten Bewegungen ausgesetzt sind, zu gestatten. Bewegungen auf oder nahe einer Verwerfung und die Auswirkungen von Verwerfungsbewegungen in der Nähe oder unter einem Gebäude sind

ebenfalls für einige Konstruktionsarten von Interesse. Kenntnisse über das Verhalten des Bodens unter Erdbebenbelastungen sind von Bedeutung für die bessere Erfassung der Kräfte, die auf die – im oder auf den Boden gebaute – Bauwerke wirken. Um die Gefahr eines Umstürzens zu verhindern, ist der Einfluß eines breiten oder tiefen Aushubes für Untergeschosse von Bauten, die Verbindung von Versorgungseinrichtungen mit dem Gebäude und die Verankerung von hohen Gebäuden in Fels von besonderer Wichtigkeit.

Für Windkräfte werden genauere Beschreibungen über die relativen Windstärken auf verschiedenen Höhen eines Gebäudes und über den lokalen Druck und die Saugwirkung um das Gebäude herum benötigt. Angemessene Kenntnisse über diese Einflüsse sind heute vorhanden, und Modellversuche in Windkanälen werden durchgeführt, um in diesen Problemen mehr Klarheit zu gewinnen. Sowohl für Erdbeben als auch für Wind werden jedoch genauere Erklärungen der Auswirkungen der in einem Gebäude verursachten Bewegungen auf die darin wohnenden Personen benötigt, um bessere Definitionen der zulässigen Berechnungsgrößen zu erlauben.

Die Entwicklung von Berechnungsmethoden

Obwohl in den letzten Jahren ausführliche Berechnungsmethoden für dynamische Belastungen entwickelt worden sind, ist eine Weiterentwicklung notwendig, einschließlich vereinfachter Entwurfsmethoden, welche die im Entwurf eines Bauwerkes enthaltenen Parameter sowie die Wahl des Systems, das verwendete Material, die Variationen von Masse und Steifigkeit mit der Bauhöhe usw. mehr in Betracht ziehen. Zwischen der Einfachheit und der allgemeinen Gültigkeit von solchen Entwurfsmethoden muß ein Gleichgewicht erreicht werden. Möglicherweise wäre eine Reihe von verschiedenen Methoden erwünscht, um dadurch mit einem einfachen Vorentwurf beginnen zu können, und um diesen dann vor einer genaueren Überprüfung mittels Hilfe eines Computers mit verhältnismäßig einfachen Verfahren zu einer nächsten Entwurfsstufe umgestalten zu können.

Der nächste Schritt verlangt natürlich genauere Rechnungen. Gewöhnlich finden schnelle Digital-Computer Verwendung, um die Zulänglichkeit eines Entwurfes für Spezialfälle ausführlicher zu überprüfen. Weitere Aufmerksamkeit wird zur Vereinfachung dieser Verfahren benötigt, um höhere Genauigkeit in bezug auf die in der Rechnung gemachten Annahmen zu erreichen. Solche Verfahren sollten das Verhalten von Fugen und Verbindungen in Betracht ziehen, ferner die verwendeten Größen der Dämpfung für die verschiedenen Bewegungsarten des Bauwerkes, das Zusammenwirken von tragendem System und nicht-tragenden Elementen im Bauwerk und die beim Zusammenbruch auftretenden Bedingungen, um sicher zu sein, daß die Art des Zusammenbruches keine katastrophale oder zufällige Verletzung oder Zerstörung von Menschenleben bewirkt.

Der Zusammenhang zwischen analytischen Verfahren und Modellversuchen scheint wegen der relativen Unmöglichkeit, Beziehungen mit wirklichen Erdbeben zu erhalten, notwendig zu sein. Dort, wo zufällige Beziehung jedoch möglich ist, sollten die erhaltenen Angaben aus den Erdbebenbeobachtungen bestmöglichst verwertet und mit Modellversuch und Theorie in Verbindung gebracht werden, um die Erscheinungen besser erklären zu können.

Eigenschaften von Materialien und Bauwerkselementen

Obschon viele Angaben über das Verhalten von Stahlbeton, Spannbeton und vorfabrizierten Betonelementen erhältlich sind, werden weitere Angaben sowohl über die Parameter, welche die Materialeigenschaften bestimmen, als auch über die Festigkeit und Duktilität der aus diesen Materialien bestehenden Bauwerkselementen benötigt. Die Einflüsse der Beanspruchungsart, der Belastungsgeschwindigkeit, der wiederholten Belastung und Wechselbelastung, der Temperaturwechsel, der radioaktiven Strahlung, der Spannungskorrosion in Stahlarmerungen, der Rißbildung und Spaltung im Beton, von Kriechen und Fließen, von Schwinden und ähnlichen Themen sind bei der Verwendung von Stahlbeton wichtig.

Bei der Beanspruchung von Beton durch dynamische Belastung ist es besonders wichtig, gute Angaben über Verbund und Verankerung der Armierung, einschließlich Kabel in Spannbeton mit und ohne nachträglichen Verbund, zu besitzen, ferner Angaben über die Schubspannungen, Diagonalzugrißbildung, notwendige Schubarmierung und über die Druckfestigkeit und Duktilität von Beton, der relativ hohen, mit Biegung verbundenen Druckkräften ausgesetzt ist. Zusätzlich ist das Verhalten von Stahlbeton unter Zugbeanspruchung von größtem Interesse im Zusammenhang mit dem Umstürzen von Betongebäuden. Von erster Wichtigkeit sind Verfahren, die Zusammenbruch oder Beschädigung der Armierung in den äußeren Säulen eines solchen Gebäudes vermeiden, besonders bei schmalen oder schlanken Aufbauten und Türmen.

Im Zusammenhang mit erdbebensicheren Konstruktionen sind sowohl Festigkeit als auch Duktilität der verschiedenen in einem solchen Gebäude verwendeten Tragwerkselemente von Bedeutung. Die Festigkeit kann bei einer maximalen Last gemessen werden, die der zulässigen Deformation entspricht, welche selbst von den vorhandenen Widerständen der verschiedenen Elemente abhängt. Es ist von Interesse, genaue Angaben zu haben sowohl über die Festigkeit unter Bedingungen, die nur leichter Rißbildung entsprechen und die keine Reparaturen am Gebäude erfordern, als auch über die Größen von Festigkeit und Deformation, die bis zum Zusammenbruch mobilisiert werden können. Diese Angaben werden benötigt für Balken, einschließlich Balken mit hoher Schubbeanspruchung verbunden mit Biegung sowie solchen mit hoher Druckbeanspruchung; dann für Wände, die sich in ihrer Ebene und quer dazu, als

Decke wirkend, deformieren; ferner für Decken oder Böden unter besonderer Beachtung des Zusammenwirkens mit den stützenden Balken und Vollwandträgern und mit den Säulen und Säulenenden bei Pilzdecken oder Flachdecken. Der Anteil der Breite des Bodens, der im Boden als Teil eines Querrahmens wirkt, wird benötigt, um sowohl die Steifigkeit als auch die Festigkeit des Bauwerks zu bestimmen.

Schließlich muß bei der zunehmenden Verwendung von Bogen, Kuppeln, Schalen und Bauten mit gekrümmten Elementen der Berücksichtigung von Erdbeben- und Windbelastung große Beachtung geschenkt werden.

Festigkeit und Duktilität von Knoten und Verbindungen

Die Tragwerksteile müssen verbunden werden, um ein Bauwerk zu bilden. Obschon viele Angaben über Tragwerksteile vorhanden sind, und trotz der Tatsache, daß noch viele Angaben benötigt werden, wie im vorausgegangenen Abschnitt dargelegt wurde, sind sehr wenige Angaben über die definitive Beschaffenheit der Festigkeit und Duktilität von Knoten und Verbindungen zwischen den Elementen vorhanden, besonders über solche zwischen Elementen verschiedener Art wie die Verbindung zwischen Säule und Decke oder zwischen Wand und Vollwandträger oder Sturzträger. Es ist besonders wichtig, rationale und genaue Verfahren zum Armieren von Wänden mit Öffnungen zu bestimmen, um schadhafte Risse oder sogar Zusammenbruch von Schubwänden zu vermeiden. Die besonders unschöne und beschädigende «X»-Rißbildung im Bereich der Fensteröffnungen in den zwischen den vertikalen Schubwänden liegenden Wandabschnitten kann besonders bei Erdbeben wie demjenigen von Anchorage bemerkt werden; es ist notwendig, entsprechende Entwurfsverfahren zu entwickeln, so daß die Elemente nahezu unbeschädigt bleiben. Dies kann besondere Beachtung der Armierungsdetails verlangen, ferner die Entwicklung von Mitteln, Deformationen ohne Stauchung oder ohne Schubrisse in den schlanken, steifere Elemente verbindenden Teile zu erlauben.

Eine der Hauptschwierigkeiten der Konstruktion mit Stahlbetonbalken und -säulen ist das Problem der Anordnung der Armierung bei den Knoten oder Verbindungen, wo sich alle Armierungsstähle treffen. Sinnreiche Ideen werden zur Entwicklung von Möglichkeiten benötigt, diese Elemente zusammenzufügen; möglicherweise könnten vorgefabrizierte Knoten zur Verbindung der Elemente verwendet werden, wodurch einige der praktischen Schwierigkeiten, die beim Erstellen von Rahmen aus Ortsbeton entstehen, vermieden werden.

Verbundkonstruktionen und besonders solche, die aus der Kombination von vorgefabrizierten und an Ort erstellten Elementen bestehen, wurden für viele Anwendungsgebiete mit großem Erfolg verwendet. Der Ausbildung von Details, die größere dynamische Belastungen aushalten können, muß jedoch weitere Aufmerksamkeit geschenkt werden, da viele Konstruktionsarten, die für stati-

sche Festigkeit genügen, scheinbar nicht die Fähigkeit haben, genügend Widerstand gegen dynamische Belastungen aufzubringen. Ein wichtiges Beispiel sind geschweißte Knoten von Armierungsstählen, die oft bei vorfabrizierten Konstruktionen Verwendung finden.

Ein großer Teil der Dämpfung in einem Gebäude entsteht durch die Energieabsorption in Knoten und Verbindungen, obschon durch das Zusammenwirken von nichttragenden oder sogar von tragenden Elementen wie Zwischenwände mit der Haupttragkonstruktion starke Dämpfung entstehen kann. Weitere Untersuchung der Arten, auf welche Dämpfung und Energieabsorption in Knoten und Verbindungen auftreten können, ist notwendig.

Festigkeit und Duktilität von Tragwerksystemen

Wir haben eine Anzahl von Bauwerkskomponenten, einschließlich die verwendeten Materialien, einzelne Elemente, die aus diesen Materialien hergestellt sind, die Knoten und Verbindungen zwischen diesen Elementen und dergleichen behandelt. Das Bauwerk ist jedoch eine Ansammlung all dieser Teile. Es besteht aus mehr als den einzelnen Elementen und ihren Verbindungen, da es auf einer Foundation oder auf dem Boden steht und mit dem Fundament zusammenwirkt, sofern das Fundament Bewegungen unterworfen oder das Gebäude Belastungen ausgesetzt ist. Demzufolge interessiert uns das ganze Bauwerk und dessen Verhalten unter Erdbeben- oder Windbelastung oder anderen seitlichen Belastungen. Die Festigkeit, die Dämpfung und die Art und Weise des Zusammenbruchs des ganzen Systems können in einigen Fällen aus den Eigenschaften der einzelnen Elemente geschlossen werden; diese Elemente reagieren jedoch für verschiedene Arten und Richtungen der Belastungen auf komplexe Art. Das Zusammenwirken ist ein Problem, das im Detail viel genauer in Betracht gezogen werden muß, als dies in der Vergangenheit der Fall war, sofern genügend seitlicher Widerstand gegen dynamische Kräfte erreicht werden soll. Eine Reihe von Themen werden nur beiläufig erwähnt. Es ist möglich, daß auch andere Themen als gleich wichtig oder vielleicht sogar als wichtiger angesehen werden. Nichtsdestoweniger sind die beschriebenen Themen solche, die Schwierigkeiten und Unsicherheiten verursachen und über welche die Kenntnisse stark unvollständig sind.

Das Zusammenwirken von Gebäude und Fundament kann, ähnlich der Dämpfung zwischen den Elementen und Knoten, zu Energieabsorbierung führen, die einen großen Einfluß auf das Verhalten des Gebäudes haben kann. Zum Beispiel kann bei kleineren Belastungen als jene, die Fließen verursachen, die Dämpfung in vorgespannten Betonelementen nur 2% der kritischen betragen, und bei Stahlbetonelementen mit mäßigen Rißbreiten kann sie kleiner als 4% sein. Sogar wenn Knoten vorhanden sind und größere Energieabsorption erlauben, werden diese Dämpfungswerte nicht stark gesteigert. Sie können ver-

glichen werden mit der beobachteten Dämpfung von nur 0,5% oder weniger der kritischen in größeren Bauwerken, die Beanspruchungen unterhalb der Gebrauchsspannung ausgesetzt waren. Das Zusammenwirken von Gebäude und Fundament kann jedoch Energie in weit größerem Ausmaß absorbieren und zu tatsächlich wirksamen Dämpfungswerten des gesamten Zusammenbaues von 5 bis 10% führen. Über diesen Punkt sind nur ungenügende Angaben vorhanden. Das Problem ist natürlich eine Funktion der Fundamentart und der Möglichkeiten des Zusammenwirkens von Grundmauern, Böden, Flächenfundamenten usw. des Gebäudes mit dem Untergrund.

Die Bedeutung von Öffnungen in Schubwänden und der Armierung um diese herum sowie das Zusammenwirken von Schubwänden und Biegerahmen, sofern sie beim Aufbau eines Gebäudes zusammengesetzt verwendet werden, wurde bereits erwähnt. Die Festigkeit eines Gebäudes ist nicht unbedingt die Summe der Festigkeiten seiner Elemente, auch wenn diese als zusammenwirkend entworfen wurden. Infolge des Unterschiedes der Duktilität der verschiedenen Komponenten des Gebäudes kann der steifere Teil brechen, bevor der flexiblere Teil überhaupt beginnt, seine Festigkeit zu zeigen. Dieses Problem entsteht besonders beim Zusammenwirken von Schubwänden und Biegerahmen in einem Gebäude, das durch beide Typen dieser Elemente verstärkt wurde. Deswegen ist es wichtig, Angaben über die Widerstands-Durchbiegungs-Beziehungen von Elementen, die ein Gebäude versteifen oder gegen seitliche Kräfte verstärken, zu besitzen, um das Zusammenwirken dieser verschiedenen Elemente auswerten zu können.

Unter weiteren Fragen, die untersucht werden müssen, sind Themen wie die Verbindungen von Wänden, die mittels Gleitschalung erstellt wurden, einschließlich der Abstützung von Vollwandträgern und Balken auf solche Wände und der Armierung von Öffnungen; die Frage von injizierten und nichtinjizierten Spannkabeln in Spannbetonkonstruktionen; das Verhalten der Verankerungen im Spannbeton unter dynamischer Belastung; das Stoßen von Armierungsstäben, speziell von großen Durchmessern und die Verbindung der Armierung mit der Foundation.

Obschon viel über das Verhalten von Beton- und Spannbetonbauten unter dynamischer Belastung bekannt ist, ist es klar, daß noch viel zu lernen bleibt. Es wird erwartet, daß in naher Zukunft viele dieser Fragen durch die Zusammenarbeit der Ingenieure der an diesem Kongreß vertretenen Länder gelöst werden.

Leere Seite
Blank page
Page vide